



Instituto Politécnico de Tomar

Escola Superior de Tecnologia de Tomar

MODELAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EXISTENTES EM ALVENARIA

Ricardo Filipe Gomes Nunes

Mestrado em Reabilitação Urbana

Tomar/Outubro/2013



Instituto Politécnico de Tomar

Escola Superior de Tecnologia de Tomar

Ricardo Filipe Gomes Nunes

MODELAÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EXISTENTES EM ALVENARIA

Relatório de projeto

Orientado por:

Professora Doutora Cristina Costa – Instituto Politécnico de Tomar

Dissertação apresentada ao Instituto Politécnico de Tomar
para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção
do grau de Mestre em Reabilitação Urbana

RESUMO

O objetivo deste trabalho consiste na análise da resposta estrutural de edifícios em alvenaria resistente sob a ação dos sismos através de modelos FME “*frame by macro-elements*” recorrendo-se para o efeito a programas informáticos comerciais.

Neste contexto, é feita uma pesquisa bibliográfica, descrita no segundo capítulo, sobre o funcionamento dos edifícios de alvenaria resistente. Nesta fase descrevem-se as tipologias mais usuais dos edifícios de alvenaria, focando-se em particular nas paredes e dos pavimentos neles existentes, bem como o seu comportamento face às ações verticais e laterais.

No terceiro capítulo procede-se a uma descrição dos aspetos básicos para a modelação estrutural, sendo em particular abordadas as técnicas de modelação utilizadas no programa de cálculo utilizado neste trabalho, incluindo a idealização do comportamento estrutural, dos materiais e o modo como são consideradas as ações aplicadas na estrutura; Complementarmente, são abordados outros modelos FME “*frame by macro-elements*”, propostos por diferentes autores descrevendo-se os aspetos básicos a eles associados para a modelação estrutural. A opção por este tipo de análise deveu-se ao fato de se tratar de metodologias mais simples, no que se refere à discretização da geometria e definição dos parâmetros, quando comparadas com outros tipos de modelos estruturais, como os que recorrem ao método dos elementos finitos. Para além disso exigem um reduzido esforço computacional, uma vez que a definição do modelo estrutural baseia-se em elementos que permitem uma discretização por componentes (painéis-pilar, vigas-lintél, nós rígidos) limitando o número de graus de liberdade necessários para a análise estrutural.

O quarto capítulo é dedicado ao estudo da resposta estrutural de uma construção existente em alvenaria de pedra. O cálculo estrutural é efetuado com base em modelos de FME e inclui: a análise modal, com o objetivo de compreender o comportamento dinâmico da estrutura, a análise estática global face às ações verticais, com vista a verificar o comportamento da estrutura face às ações verticais e a análise sísmica para averiguar a resposta da estrutura face às ações do sismo.

Palavras-chave: Alvenaria resistente, análise estrutural, macro-elementos, ação sísmica

ABSTRACT

The goal of this work consists in the analysis of structural response in unreinforced resistant masonry buildings under seismic action through FME models (frame by macro-elements).

In this context, it is made a bibliographic research, described in second chapter, about the conception of resistant masonry buildings. At this stage, a description is made about more common typologies of masonry buildings, focusing in particular the walls and floors typologies in these buildings, as well as, their behaviour against the vertical and horizontal loads.

In the third chapter, it is proceed to a description of basic aspects for structural modelling, in particular, the modelling technique included in calculation program used in this work including the idealization of structural behaviour, the idealization of materials and how are considered the loads applied in the structure. Furthermore, it is discussed other models FME “*frame by macroelements*” proposed by several authors. In this context, basic aspects, associated to these models, is described for structural modelling. It was chosen this type of analysis because these methodologies are simpler, with respect to geometrical discretization and material parameters definition, when compared with type of structural that used the finite element models becoming more accessible. Moreover, these methodologies require less computational effort since the definition of the structural model is based on elements that allow discretization components (masonry piers, spandrel beams, rigid nodes) limiting the number of degrees of freedom necessary for structural analysis.

Fourth chapter is dedicated to study of structural response of an existent construction of stone masonry. The structural calculation is based on FME models and it included: the modal analysis, with the goal of understanding the structural dynamic behaviour; the global static analysis under vertical loads, to verify structural behaviour under vertical loads and the seismic analysis to verify the structural response under seismic loads.

Keywords: Resistent masonry, structural analysis, macro-elements, seismic load

ÍNDICE GERAL

1	Introdução	1
1.1	Considerações gerais sobre estruturas de edifícios de alvenaria	1
1.2	Objetivos do relatório	2
1.3	Organização do relatório	3
2	Aspetos gerais sobre a tipologia dos edifícios em alvenaria resistente	5
2.1	Tipologia e constituição das paredes de alvenaria	5
2.2	Influência dos pavimentos no comportamento dos edifícios de alvenaria	8
2.3	Influência das ligações no comportamento estrutural dos edifícios	11
2.4	Modos de rotura em paredes de alvenaria	12
2.4.1	Modos de rotura no plano	13
2.4.2	Modos de rotura fora do plano	16
3	Modelação estrutural de edifícios em alvenaria resistente	17
3.1	Considerações iniciais	17
3.2	Técnicas de modelação dos edifícios de alvenaria	19
3.3	Modelos numéricos de macro-elementos em edifícios de alvenaria resistente	21
3.3.1	Método POR	22
3.3.2	Modelo SAM	25
3.3.3	Modelo Tremuri	27
3.4	Metodologias para a análise sísmica de edifícios em alvenaria	32
3.4.1	Considerações iniciais	32
3.4.2	Análise estática não linear (“ <i>pushover</i> ”)	36
3.4.3	Modelos simplificados de análise cinemática não linear	43
4	Igreja de Gondar – caso de estudo	49
4.1	Descrição geral do edifício	49

ÍNDICE GERAL

4.2	Estudos anteriores.....	51
4.2.1	Modelo geométrico	51
4.2.2	Ação sísmica	52
4.2.3	Caracterização mecânica dos materiais.....	53
4.2.4	Resultados da análise da igreja de Gondar.....	55
4.3	Investigação desenvolvida.....	57
4.3.1	Considerações iniciais	57
4.3.2	Discretização geométrica	58
4.3.3	Parâmetros dos materiais.....	61
4.3.4	Ações.....	62
4.3.5	Análise de sensibilidade aos parâmetros do modelo.....	66
4.4	Resultados da análise estrutural da igreja de Gondar	80
4.4.1	Análise modal.....	80
4.4.2	Análise estática global face às ações verticais	88
4.4.3	Análise sísmica.....	95
4.5	Análise cinemática.....	101
4.5.1	Apresentação e interpretação dos resultados.....	103
5	Conclusões	105
6	Desenvolvimentos futuros.....	107

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

Do capítulo 4.3

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”.

Do capítulo 4.3.5

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1.

Anexo 4.3.3 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo .

Do capítulo 4.4.1

Anexo 4.4.1 - Configurações modais do modelo M1-S.

Anexo 4.4.2 - Configurações modais do modelo M1-C.

Anexo 4.4.3 - Configurações modais do modelo M2-S.

Anexo 4.4.4 – Deformadas do modelo MSV-A1 (Silva, 2008)

Do capítulo 4.5

Anexo 4.5.1 – Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Tipos de aparelho dos blocos de pedra em paredes resistentes: a) aparelho regular em cantaria (Costa, 2009); b) aparelho regular de alvenaria (Costa, 2012);.....	7
Fig. 2 – Constituição da secção transversal das paredes resistentes: a) folha simples; b) folhas múltiplas; (Almeida, 2013).....	8
Fig. 3 – a) Tipologias dos pavimentos face à deformabilidade no plano; b) pavimento rígido; c) pavimento flexível e d) Pavimento semi-flexível (Naeim e Boppana, 2001)	9
Fig. 4 – Derrube das paredes transversais provado pelo movimento independente dos sistemas estruturais dos pavimentos (Piazza et al., 2008).....	10
Fig. 5 – a) vinculação entre um pavimento rígido e a parede B; b) vinculação entre um pavimento rígido e a parede A; c) vinculação do pavimento rígido com todas as paredes; d) vinculação entre paredes Ae B e entre paredes e pavimento rígido; e) vinculação entre paredes A e paredes B e entre paredes e pavimento flexível; (S.T.A. Data, 2012)	12
Fig. 6 – Rotura por flexão (Pasticier <i>et al.</i> , 2007).....	13
Fig. 7 Rotura por corte com fissuração diagonal (Pasticier <i>et al.</i> , 2007).....	14
Fig. 8 – Deslizamento por corte (Pasticier <i>et al.</i> , 2007).....	15
Fig. 9 – “Rocking” no plano (Pasticier <i>et al.</i> , 2007)	15
Fig. 10 – Modos de rotura da alvenaria para fora do plano a) e b) adaptado de Matthews et al. (2007)	16
Fig. 11 – Diagrama tensão-extensão do comportamento do material elástico linear e não linear (Monteiro, 2012).....	18
Fig. 12 – Representação da geometria da alvenaria a) micro-modelação detalhada; b) micro-modelação simplificada; c) modelos contínuos homogéneos, d) macro-modelação; (Costa <i>et al.</i> , 2008).....	20
Fig. 13 – Pórtico equivalente dividido em macro-elementos (S.T.A. Data, 2012).....	20
Fig. 14 - Exemplo de modos de rotura aplicados em análises cinemáticas; a) para ações no plano ; b) para ações fora do plano	21
Fig. 15 – Método POR a) - modelo geométrico; b) idealização da resposta global por meio de uma curva de capacidade bilinear (Lourenço e Marques, 2012).....	22

Fig. 16 – Modelo SAM; a) – pórtico equivalente; b) constituição do elemento de barra (Magenes et al., 2000)	25
Fig. 17 – Critérios para a determinação da altura eficaz (H_{eff}) dos painéis-pilar (Magenes et al., 2000)	26
Fig. 18 – Determinação do comprimento eficaz das vigas-lintel; a) situação com alinhamento vertical das aberturas; b) situação com aberturas desalinhadas verticalmente (Magenes et al., 2000)	27
Fig. 19 – Modelo no plano da parede; citado por Lourenço (2010)	28
Fig. 20 – a) modelo cinemático do macro-elemento; b) divisão do macro-elemento nas suas partes; c) representação cinemática dos graus de liberdade do modelo (Galasco et al., 2004)	29
Fig. 21 – Modelo 3D citado por Lourenço (2010)	32
Fig. 22 – Distribuição das forças estáticas a aplicar à estrutura em análises estáticas (Lopes, 2008)	33
Fig. 23 – Modelo de análise dinâmica; a) idealização do modelo dinâmico de um sistema de um grau de liberdade em movimento livre; b) diminuição da amplitude do movimento resultante das forças de amortecimento (Lopes, 2008)	35
Fig. 24 – Idealização do modelo estrutural com um grau de liberdade sujeito à aceleração do solo (\ddot{u}_g)	35
Fig. 25 – Definição da curva de capacidade resistente: a) estrutura; b) curva de capacidade resistente; c) sistema equivalente de 1GL; (Lopes, 2008)	39
Fig. 26 – Definição da curva bilinear (Eurocódigo 8, (2010))	40
Fig. 27 – Determinação do deslocamento alvo de um sistema de um grau de liberdade; a) Períodos baixos; b) períodos médios ou longos; (Lopes, 2008)	42
Fig. 28 – Sequência de configurações utilizadas na análise cinemática não linear (Ferretti, 2011)	43
Fig. 29 – Representação esquemática dos parâmetros geométricos e forças atuantes	44
Fig. 30 – Representação da curva de capacidade referente à análise cinemática não linear (Ferretti, 2011)	46
Fig. 31 – Intersecção da curva de capacidade com a reta que define o período oscilador secante (Ferretti, 2011)	47
Fig. 32 – Determinação do deslocamento associado à resposta da ação sísmica	48

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 33 – Determinação do deslocamento Δ_d (Ferretti, 2011)	48
Fig. 34 – Planta arquitetónica da Igreja Velha de Gondar (Silva, 2008)	49
Fig. 35 – Localização dos travadores nas paredes de cantaria (Silva, 2008)	50
Fig. 36 – Representação esquemática dos elementos estruturais da cobertura (Silva, 2008)	50
Fig. 37 – Modelos MSVNL-A1 (Silva, 2008)	51
Fig. 38 – Espectro de resposta dos sismos próximos SP1 e SP2 (Silva, 2008)	52
Fig. 39 – Mapa de dano de tração da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de ações Comb. 1 (Silva, 2008)	55
Fig. 40- Mapa de dano de tração da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de ações Comb. 2 (Silva, 2008)	56
Fig. 41 - Mapa de dano de tração da igreja (MSVNL-A1); a) Comb. 3; b) Comb. 4; (Silva, 2008).....	56
Fig. 42 – Modelo M1 da nave principal: a) sem cobertura M1-S (alçado oeste) e b) com cobertura M1-C (perspetiva)	59
Fig. 43 – Modelo M2-S: a) geometria real das paredes da igreja e b) aproximação considerada no modelo M2-S.....	59
Fig. 44 – Modelo M3-S com a representação dos planos intermédios: a) perspetiva; b) alçado oeste com cotagem dos planos.....	61
Fig. 45 – Modelos da nave principal: a) modelo M1-S; b) modelo M1-Sa; c) modelo M1-Sr; d) modelo M1-Sf	67
Fig. 46 - Deformada do modelo M1-S: a) em alçado e b) em planta.....	68
Fig. 47 - Deformada do modelo M1-Sa: a) em alçado e b) em planta	69
Fig. 48 - Deformada do modelo M1-Sr: a) em alçado e b) em planta	69
Fig. 49 – Deformada do modelo M1-Sf: a) em alçado e b) em planta.....	70
Fig. 50 – Nós de controlo considerados na análise preliminar do modelo M1	72
Fig. 51 – Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (f_m) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;	75
Fig. 52 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (τ) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;	76

Fig. 53 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (E) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;	77
Fig. 54 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (G) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;	78
Fig. 55 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (γ) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;	79
Fig. 56 - Modelo M1-S. Rácio de participação da massa em valores percentuais dos primeiros oito modos de vibração	82
Fig. 57 - Modelo M1-S. Modos de vibração mais participativos em termos de massa mobilizada na direção y,	83
Fig. 58 - Modelo M1-C. Rácios de participação da massa em valores percentuais dos primeiros oito modos	84
Fig. 59 - Modelo M1-C. Modos de vibração mais participativos em termos de massa mobilizada na direção y, modo 2 (3.1 Hz) e modo 4 (3.6 Hz) e na direção x, modo 6 (6.6 Hz)	85
Fig. 60 - Modelo M2-S. Rácios de participação da massa em valores percentuais dos primeiros oito modos	86
Fig. 61 - Modelo M2-S. Modos de vibração mais participativos em termos de massa mobilizada na direção y,	87
Fig. 62 - a) Esquema representativo das grandezas necessárias à determinação da excentricidade estrutural; b) determinação da excentricidade estrutural; (Magenes, 2009)	90
Fig. 63 - Representação esquemática para a determinação da excentricidade (e_2) (Magenes, 2009)	91
Fig. 64 - Comparação entre os modelos M1-S e M1-C através da curva de capacidade bilinear	97
Fig. 65 - Comparação entre os modelos M1-S e M2-S através da curva de capacidade bilinear	99
Fig. 66 - Comportamento estrutural: a) - ligação eficiente entre os vários elementos b) - deformada do edifício apresentado em a) (S.T.A. Data, 2012)	102

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 67 - Procedimento de cálculo do programa 3Muri	114
Fig. 68 – Interface do programa 3Muri: (a) – painel de visualização; (b) – opções gerais; (c) – opções de caracterização e análise do esquema estrutural; (d) – separadores complementares do procedimento de cálculo;	115
Fig. 69 – Símbolos utilizados no procedimento de cálculo no programa 3Muri	116
Fig. 70 – Máscara da planta 2D importada	117
Fig. 71 – Conceção correta da parede	117
Fig. 72 – Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria	119
Fig. 73 – Definição das características geométricas da alvenaria	119
Fig. 74 – Apresentação da planta estrutural após a inserção dos dados	120
Fig. 75 – Estrutura equivalente dividida por macro-elementos	121
Fig. 76 – Quadro de apresentação das combinações de ações	122
Fig. 77 – Resultados obtidos na verificação estática não linear	123
Fig. 78 – Nível de dano associado a $d_{máx}$: (a) – Parede 1; (b) – Planta estrutural; (c) – Parede 3; (d) – Parede 2; (e) – Parede 5; (f) – Parede 4	124

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores calibrados dos mecânicos da igreja de Gondar (Silva, 2008)	53
Tabela 2 – Notação usada para os parâmetros do modelo (Silva, 2008).....	54
Tabela 3 – Características mecânicas da madeira (Silva, 2008).....	54
Tabela 4 – Parâmetros mecânicos da alvenaria adotados para o caso de estudo.....	62
Tabela 5 - Características mecânicas da madeira (Silva, 2008)	62
Tabela 6 – Ações de permanentes da cobertura	63
Tabela 7 – Peso próprio da alvenaria.....	63
Tabela 8 - Parâmetros de resposta elástica para a ação sísmica do tipo II (Silva, 2008)	65
Tabela 9 – Deslocamentos nodais máximos obtidos com o nó 2 como nó de controlo (ver Anexo 4.3.2)	73
Tabela 10 - Nós de controlo para o modelo M2-S (ver Anexo 4.3.2).....	73
Tabela 11 - Parâmetros mecânicos e físicos utilizados na análise de sensibilidade.....	74
Tabela 12 – Frequências próprias do modelo M1-S.....	81
Tabela 13 - Frequências próprias do modelo M1-C.....	83
Tabela 14 - Frequências próprias do modelo M2-S	85
Tabela 15 - Verificação obtida através da análise estática global em relação ao modelo M1-S.....	92
Tabela 16 - Verificação obtida através da análise estática global em relação ao modelo M1-C	93
Tabela 17 - Verificação obtida através da análise estática global em relação ao modelo M2-S.....	93
Tabela 18 – Resultados obtidos referentes estado limite último (ULS) e ao estado limite de dano (DLS) para os modelo M1-S e M1-C	95
Tabela 19 - Padrão de dano referente aos modelos M1-C e M1-S.....	96
Tabela 20 - Resultados obtidos referentes estado limite último (ULS) e ao estado limite de dano (DLS) do modelo M1-S e do modelo M2-S	98
Tabela 21 - Padrão de dano referente aos modelos M1-S e M2-S	100
Tabela 22 - Deslocamentos obtidos para a ação no plano da parede com o programa 3Muri	103

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 23 - Deslocamentos obtidos para ações fora do plano da parede (Anexo 4.5.1)...	104
---	-----

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais sobre estruturas de edifícios de alvenaria

A alvenaria é um material de construção em relação ao qual existe uma vasta experiência de utilização, quando comparada com os materiais mais comuns nas utilizações atuais da engenharia civil. Apesar da sua utilização como material de construção se cingir nos dias de hoje, principalmente, aos locais onde este material é um símbolo característico da região, no passado era tão comum recorrer à construção em alvenaria como atualmente é usual recorrer à construção em betão armado. Possivelmente, as menores exigências que eram atribuídas aos edifícios de menor dimensão e com geometria regular, bem como, a falta de tecnologia noutro tipo de construção levaria à utilização da matéria-prima disponível no local para a construção em alvenaria.

Os sistemas construtivos em alvenaria são assim também frequentes nas zonas históricas (mais antigas) de vários núcleos urbanos em Portugal, onde, em geral, existe um número elevado de edifícios antigos construídos em alvenaria, muitos deles perdurando desde à várias centenas de anos. Porém, não obstante a longevidade e importância das construções em alvenaria existentes nos centros históricos dos núcleos urbanos, verifica-se que, apesar disso, muitas destas construções necessitam de medidas interventivas que visem melhorar o seu desempenho estrutural.

Neste contexto, importa salientar que estas zonas urbanas são, em geral, caracterizadas por uma elevada vulnerabilidade às ações externas, nomeadamente às ações sísmicas. Tal vulnerabilidade está associada a fatores relacionados com a morfologia e a localização, próprias dos centros históricos, nomeadamente, por se tratarem, em geral, de zonas densamente povoadas, nas quais o risco de ocorrência de vítimas é elevado e por ser frequente a construção de edifícios geminados com diferentes alturas e com diferenças altimétricas ao nível dos pavimentos que aumenta o risco de colapso associado ao choque entre edifícios. Para além destes aspetos no que se refere à vulnerabilidade face à ação sísmica é necessário considerar que podem somar-se fatores específicos de localização em zonas sismicamente ativas e a localização em zonas com proximidade da orla costeira (Vicente, 2008).

Porém a vulnerabilidade sísmica não está somente associada às características dos centros históricos mas também às características próprias de cada edifício. Entre estas, é

INTRODUÇÃO

determinante, a eficiência das ligações entre os componentes dos sistemas construtivos dos edifícios bem como certos fatores associados à geometria dos edifícios, nomeadamente, a irregularidade em planta e em altura ou o desalinhamento dos vãos ao longo das fachadas. Neste contexto, a qualidade dos sistemas construtivos (alvenaria, pavimentos e cobertura) representa um fator preponderante na avaliação do risco sísmico dos edifícios (Vicente, 2008).

1.2 Objetivos do relatório

A modelação e análise estrutural de edifícios existentes em alvenaria através de modelos computacionais implica desde logo que sejam usados modelos estruturais adequados, capazes de simular numericamente o comportamento estrutural real das construções. Neste sentido é necessário recolher informações no local sobre as características físicas, mecânicas e geométricas reais das construções, para que os dados que constituem os parâmetros do modelo sejam representativos do sistema estrutural da construção existente, e para que também assim seja possível validar os modelos estruturais usados.

Neste contexto o presente trabalho tem por objetivo proceder ao estudo da resposta estrutural de edifícios existentes em alvenaria recorrendo a programas informáticos comerciais vocacionadas para a análise do comportamento estrutural deste tipo de edifícios. Assim, o trabalho envolve o estudo das metodologias implementadas nos programas informáticos, tendo em vista a identificação do campo de aplicação e as limitações inerentes a aplicações em casos práticos de construções existentes. Para o efeito foram contactados quatro distribuidores comerciais de programas de cálculo que se enquadravam nos objetivos do presente trabalho, especificamente, os programas designados por: “EdiLus-MU” (Acca, 2012), “Travilog” (Logicalsoft, 2012), “Fedra” (Runet, 2012) e “3Muri” (S.T.A. Data, 2012). Porém, dado que apenas o distribuidor comercial do programa “3Muri” se disponibilizou para fornecer uma licença temporária do programa completo, é este o programa usado para as aplicações aos casos de estudo de edifícios de alvenaria abordados neste trabalho.

O caso de estudo para o qual se aplicaram as metodologias de análise simplificadas referidas no ponto anterior foi selecionado por se tratar de um caso estudado noutro trabalho (Silva, 2008) no qual foi realizada uma ampla campanha de recolha e tratamento

de dados e efetuada uma análise estrutural com base em modelos mais detalhados e calibrados. Neste contexto os dados da geometria, materiais e ações, necessários para a definição dos modelos simplificados foram consultados no trabalho de referência (Silva, 2008). Para além disso foi ainda possível comparar resultados obtidos através dos dois tipos de análise.

1.3 Organização do relatório

Para além de abordagens de carácter genérico relativo ao estado da arte e procurando atingir os objetivos propostos, o presente relatório encontra-se organizado em cinco capítulos.

Na sequência dos tópicos referidos na introdução, apresenta-se, no Capítulo 2, uma breve descrição sobre a tipologia dos edifícios em alvenaria, onde são focados aspetos relacionados com a tipologia e métodos construtivos utilizados ao longo dos séculos neste tipo de construções. Neste contexto é apresentada uma descrição geral do comportamento estrutural dos edifícios em alvenaria. Começa-se por descrever o comportamento mecânico dos materiais pelos quais as alvenarias dos edifícios são constituídas. Depois descreve-se o comportamento estrutural dos edifícios e dos elementos estruturais constituintes, focando os mecanismos funcionais de transmissão das ações pelo sistema estrutural e os modos de ruína característicos do seu funcionamento.

O Capítulo 3 é dedicado à descrição das metodologias usadas para a análise estrutural de edifícios em alvenaria, referindo-se as técnicas de modelação disponíveis para definição da geometria, desde métodos mais detalhados até aos métodos mais simplificados. Neste contexto descreve-se o modo como é considerado o comportamento dos materiais em função das suas propriedades mecânicas. Por fim, aborda-se o modo como as ações aplicadas à estrutura são modeladas em cada metodologia apresentada.

No Capítulo 4 são apresentados os aspetos relativos à modelação numérica de um caso de estudo, a Igreja velha de Gondar. Começa-se por descrever os modelos usados para a representação geométrica do edifício. Depois apresentam-se os parâmetros mecânicos usados na modelação, particularizando a seleção dos dados necessários à utilização do software 3Muri, que foi feita a partir dos dados apresentados por Silva (2008) e outros existentes na regulamentação italiana (OPCM 3431 (2005). Posteriormente incluem-se

INTRODUÇÃO

algumas considerações, relativas à metodologia de análise considerada no programa 3Muri, particularmente no que se refere aos critérios de escolha do ponto mais deformável (e representativo) do edifício. Na fase seguinte procede-se ao estudo da sensibilidade paramétrica com o objetivo de compreender a influência da variação dos parâmetros de modelação na resposta estrutural, focando-se os resultados finais representados na curva de capacidade. Por fim avalia-se a resposta global do edifício em relação às ações verticais e horizontais.

Finalmente, no Capítulo 5 são resumidos os aspetos mais relevantes do trabalho e as respetivas conclusões.

2 ASPETOS GERAIS SOBRE A TIPOLOGIA DOS EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

A construção de edifícios em alvenaria foi usada de forma corrente durante várias centenas de anos até ao surgimento do betão armado em meados dos séculos XX. A experiência adquirida ao longo dos anos como técnica de construção predominante permitiu a utilização de vários tipos de materiais e de sistemas estruturais baseados em regras empíricas de construção, que se julgavam ser capazes de resistir às ações verticais e horizontais. A forma como os edifícios existentes perduraram ao longo de vários séculos até aos dias de hoje constitui um indicador do bom desempenho estrutural destes edifícios. A título exemplificativo enumeram-se o Convento de Cristo ou o Mosteiro de Alcobaça datados do século XII (Sipa, 2013) e que ainda persistem nos dias de hoje.

Nesta secção pretende-se apresentar uma breve descrição dos elementos e materiais correntemente utilizados, bem como referir as suas funções nos sistemas estruturais dos edifícios existentes em alvenaria. Além disso são descritos os modos de ruína (no plano e para fora do plano) característicos das paredes de alvenaria deste tipo de edifícios, quando sujeitos a cargas verticais e horizontais.

Serão ainda referidos nesta secção alguns aspetos relacionados com as ligações entre elementos estruturais, nomeadamente, entre paredes ortogonais e entre paredes e pavimentos, incluindo uma breve abordagem sobre a sua influência no comportamento global da estrutura.

2.1 Tipologia e constituição das paredes de alvenaria

Nesta secção inclui-se uma descrição sobre a tipologia das paredes de alvenaria e os seus materiais constituintes, focando-se os aspetos que determinam a resistência às ações e transmissão de esforços, bem como, a organização funcional entre estes elementos.

De modo geral, as paredes dos edifícios existentes são constituídas por blocos de pedra natural associados entre si com interposição de juntas que podem conter ou não argamassa de ligação constituindo um material anisotrópico, heterogéneo e com descontinuidades. Entre os blocos mais usados destacam-se os blocos de pedra de granito, xisto, arenito, calcário e basalto e os blocos de material cerâmico. Estes elementos apresentam elevada resistência à compressão apresentando valores situados entre os 20 e

ASPETOS GERAIS SOBRE OS EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

200 MPa. Porém, de um modo geral as alvenarias apresentam valores de resistência à tração mais baixos, na ordem dos 1 a 10 MPa. Entre os tipos de argamassa de assentamento mais usuais utilizadas nas paredes de alvenaria de edifícios antigos destacam-se a argamassa de cal aérea e a argamassa de cal hidráulica apresentando valores de resistência muito inferiores aos anteriores. Neste caso, a resistência à compressão situa-se entre os 2 e os 4 MPa. Por outro lado a resistência à tração é quase nula apresentando valores na ordem dos 0.1 a 0.2 MPa.

Deste modo, entende-se que os blocos de pedra representam os elementos fortes na constituição das paredes sendo mais difícil haver a rotura nestes elementos. Já as interfaces entre blocos, as juntas, representam planos de descontinuidade e fraqueza onde pode ocorrer abertura/fecho e escorregamento.

As paredes resistentes podem apresentar várias tipologias relativamente ao aparelho dos blocos e constituição das juntas. As paredes de cantaria ilustradas na Fig. 1a e as paredes de alvenaria, representadas na Fig. 1b, em geral, constituem dois tipos de paredes que diferem nos aspetos referidos. As paredes de cantaria são caracterizadas pela presença de blocos de pedra aparelhada de grandes dimensões e geometricamente regulares, assentes diretamente umas sobre as outras. Em geral são construídas sem interposição de argamassa nas juntas ou, no caso de ser usada argamassa constitui uma camada de reduzida espessura (inferior a 5 mm). As paredes de alvenaria são compostas por blocos de pedra regulares ou irregulares aparelhadas ou não aparelhadas, aglomerados por argamassa (com ou sem função de ligante) não obstante o termo cantaria se referir especificamente ao primeiro tipo de paredes indicado, também é corrente estas serem designadas de alvenarias (de blocos regulares aparelhados e juntas secas).



Fig. 1 – Tipos de aparelho dos blocos de pedra em paredes resistentes: a) aparelho regular em cantaria (Costa, 2009); b) aparelho regular de alvenaria (Costa, 2012);

A classificação das paredes quanto à constituição da secção transversal prende-se essencialmente com o número de folhas existentes e com a existência de materiais ou elementos no seu interior, tendo estes últimos funções de enchimento ou reforço das paredes. Neste contexto distinguem-se as paredes resistentes com folha simples ilustradas na Fig. 2a e as paredes resistentes com folhas múltiplas representadas na Fig. 2b. As paredes de folha simples são compostas apenas por um pano de cantaria ou alvenaria mais ou menos regular. Por outro lado, as paredes de folhas múltiplas são constituídas, em geral, por dois paramentos (folhas) de pedra irregular ou aparelhada, com a existência ou não de um núcleo interior preenchido com material muito mais pobre do que o das folhas exteriores. Este tipo de alvenaria é designado por “sack masonry” na língua inglesa e na língua italiana por “muratura a sacco”. É comum a existência de travadouros transversais de ligação entre os paramentos exteriores e que têm como função garantir o funcionamento solidário entre os dois panos.

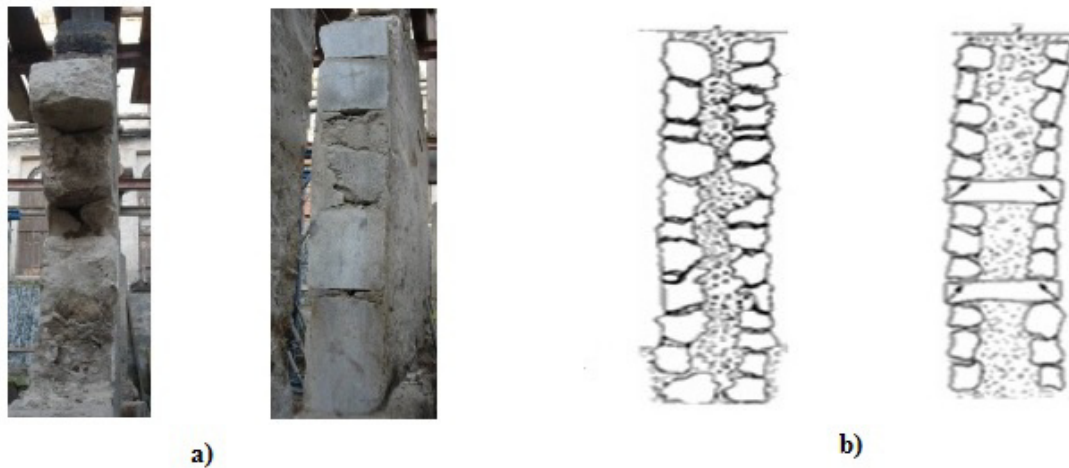


Fig. 2 – Constituição da secção transversal das paredes resistentes: a) folha simples; b) folhas múltiplas; (Almeida, 2013)

2.2 Influência dos pavimentos no comportamento dos edifícios de alvenaria

Os pavimentos desempenham um papel importante nos mecanismos de transmissão de cargas dos edifícios de alvenaria, sendo determinantes na resposta estrutural face às ações laterais.

A influência dos pavimentos no comportamento global dos edifícios depende de vários fatores. Entre estes, as características de rigidez e as ligações estabelecidas nos apoios têm um papel importante. No que se refere à deformabilidade os pavimentos podem classificar-se em pavimentos rígidos, pavimentos flexíveis e pavimentos semi-flexíveis. Esta classificação é diferenciada comparando a deformabilidade dos pavimentos (δ_{pav}^H) com a deformabilidade dos elementos resistentes em que estes se apoiam (δ_{ap}^H) quando sujeitos a ações horizontais (ver Fig. 3a). Assim um pavimento é considerado como sendo rígido se a sua deformação (δ_{pav}^H) é insignificante quando comparada com a deformação imposta aos elementos verticais (δ_{ap}^H) como mostra a Fig. 3b. Por outro lado, um pavimento é considerado flexível se a sua deformação (δ_{pav}^H) é consideravelmente maior do que aquela que é imposta aos elementos verticais (δ_{ap}^H) como ilustra a Fig. 3c. Na sequência do que foi referido anteriormente, quando a deformação dos pavimentos é da

mesma ordem daquela verificada nos elementos verticais então esses pavimentos podem ser classificados como sendo semi-flexíveis (Fig. 3d).

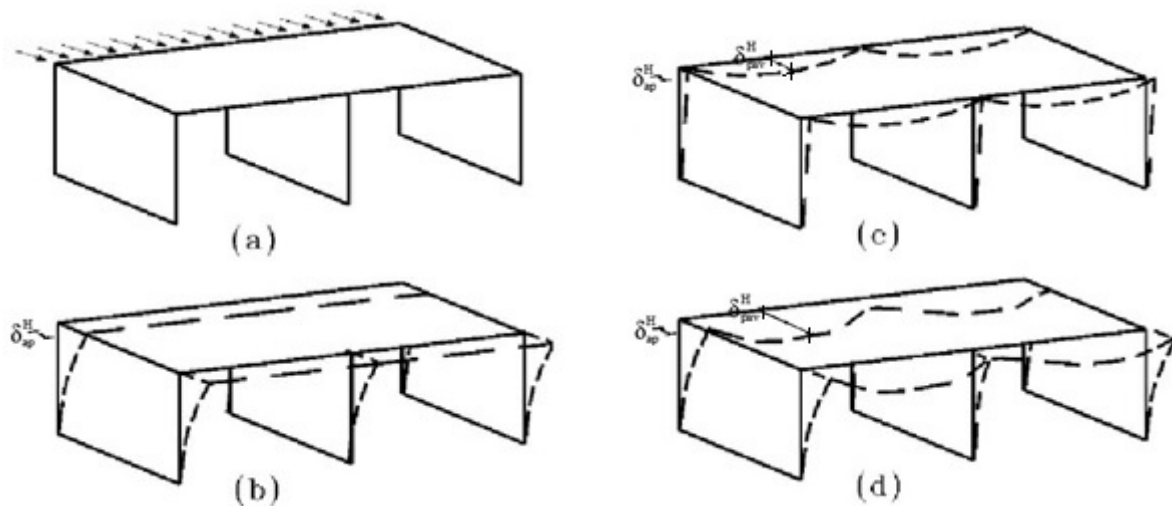


Fig. 3 – a) Tipologias dos pavimentos face à deformabilidade no plano; b) pavimento rígido; c) pavimento flexível e d) Pavimento semi-flexível (Naeim e Boppana, 2001)

Entre as soluções tradicionais é corrente a utilização de pavimentos de madeira compostos por soalho assente sobre vigas apoiadas diretamente nas paredes transversais. Nestes casos a elevada deformabilidade dos pavimentos associada à presença de ligações pouco eficientes traduz-se num funcionamento sem monolitismo dos pavimentos no sistema estrutural. Neste tipo de sistemas é muito reduzida a capacidade dos pavimentos redistribuírem os esforços para o sistema estrutural. Para além disso na presença de ações horizontais estes pavimentos (deficientemente ligados às paredes) não contribuem para evitar o derrube das paredes transversais como esquematicamente ilustra a Fig. 4.

Os problemas associados aos pavimentos de madeira levaram à adoção de outros sistemas estruturais de pavimentos mais eficientes ao nível da deformabilidade dos pavimentos no seu plano e das ligações com os restantes elementos. No entanto, a adoção de sistemas estruturais de pavimentos mais pesados pode originar outros problemas que serão referidos mais à frente nesta secção.

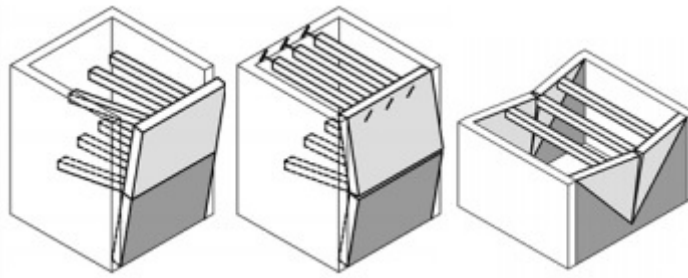


Fig. 4 – Derrube das paredes transversais provado pelo movimento independente dos sistemas estruturais dos pavimentos (Piazza et al., 2008)

No passado, a concepção do sistema estrutural dos edifícios não era, em geral, baseada no funcionamento de paredes de contraventamento para resistência a ações horizontais. Nestes sistemas os pavimentos de madeira que eram utilizados eram muito leves e sem rigidez suficiente no seu plano para assegurar a transmissão de forças horizontais às paredes de contraventamento.

Com a adoção de pavimentos rígidos, a redistribuição de esforços pelo sistema estrutural é feita de modo mais eficaz que no caso dos edifícios com pavimentos flexíveis. Neste caso são mobilizadas as paredes resistentes com desenvolvimento paralelo à ação sísmica o que pode ser considerado uma vantagem deste tipo de sistemas. Porém é necessário que o sistema estrutural (associado aos pavimentos rígidos) seja constituído por paredes de contraventamento com resistência necessária para absorver os esforços. Na situação dos sistemas estruturais com pavimentos flexíveis também os esforços são transmitidos às paredes ortogonais à direção da ação sísmica (direção de menor resistência da parede) podendo originar o derrube das mesmas (Naeim e Boppana, 2001).

As considerações referidas nos parágrafos anteriores permitem entender as vantagens associadas à utilização dos pavimentos rígidos em detrimento dos pavimentos flexíveis verificadas no comportamento estrutural. No entanto, os pavimentos flexíveis, têm a grande vantagem de serem mais leves, do que qualquer tipo de pavimento em betão armado (pavimento rígido), gerando por isso menores forças de inércia horizontais. Deste modo, no contexto da reabilitação e reforço de edifícios existentes, importa salientar que as estratégias de intervenção baseadas na construção ou substituição de pavimentos flexíveis por pavimentos rígidos podem, por vezes, gerar mais efeitos negativos do que benéficos no comportamento sísmico de uma construção (Lopes, 2008) sendo nestes casos mais adequado e vantajoso adotar estratégias de intervenção mais ligeiras.

2.3 Influência das ligações no comportamento estrutural dos edifícios

O comportamento global dos edifícios depende não só das características dos materiais que compõem os elementos resistentes mas também das ligações entre paredes ortogonais e entre paredes/pavimentos e do tipo de pavimentos. A ausência de ligações eficazes entre os elementos resistentes dos edifícios de alvenaria, durante a atuação da ação sísmica, permite uma resposta independente entre elementos estruturais que pode traduzir-se no dano provocado em paredes de alvenaria enquanto que a presença de ligações eficientes permite um comportamento solidário entre elementos (S.T.A. Data, 2012).

Na Fig. 5 ilustra-se esquematicamente o funcionamento dos edifícios de alvenaria sob a atuação da ação sísmica considerando cinco situações distintas no que se refere às ligações entre elementos estruturais.

O exemplo ilustrado na Fig. 5a considera um pavimento rígido devidamente ligado às paredes resistentes perpendiculares à direção da ação sísmica (paredes B), porém, as paredes ortogonais, paralelas à direção da ação sísmica (paredes A) não possuem ligações efetivas com as anteriores nem com o pavimento adjacente.

Como consequência das condições de ligação referidas no parágrafo anterior verifica-se que a transmissão de cargas provenientes dos pavimentos é feita para as paredes com desenvolvimento ortogonal em relação à ação sísmica (paredes B).

A Fig. 5b ilustra um exemplo no qual existem ligações eficientes entre a parede A e o pavimento e considerando um pavimento rígido.

Neste caso, a transmissão de cargas é feita para as paredes de maior rigidez em relação à direção da ação sísmica (paredes A) por este motivo, no que se refere ao comportamento global do exemplo da Fig. 5b pode afirmar-se que é melhor que o da situação anterior (Fig. 5a).

A Fig. 5c ilustra uma situação de um pavimento rígido devidamente ligado às paredes adjacentes em ambas as direções mas, com ausência de ligação entre paredes ortogonais. Este aspeto leva a que as paredes de menor rigidez, na direção da ação sísmica (paredes B) se comportem como um tramo simplesmente apoiado, no topo e na base.

A Fig. 5d e a Fig. 5e ilustram o comportamento global do edifício na situação em que as paredes se encontram devidamente ligadas entre si e com vinculação ao pavimento diferindo apenas no tipo de pavimento (na Fig. 5d o pavimento é rígido e na Fig. 5e o pavimento é flexível). Nas duas situações verifica-se que o comportamento do pavimento é

semelhante ao mencionado para a Fig. 3. Nestes dois exemplos acrescenta-se o fato de as paredes exibirem um comportamento solidário entre si. As diferenças observadas na resposta global face às ações horizontais dos dois edifícios estão associadas ao tipo de pavimento existente.

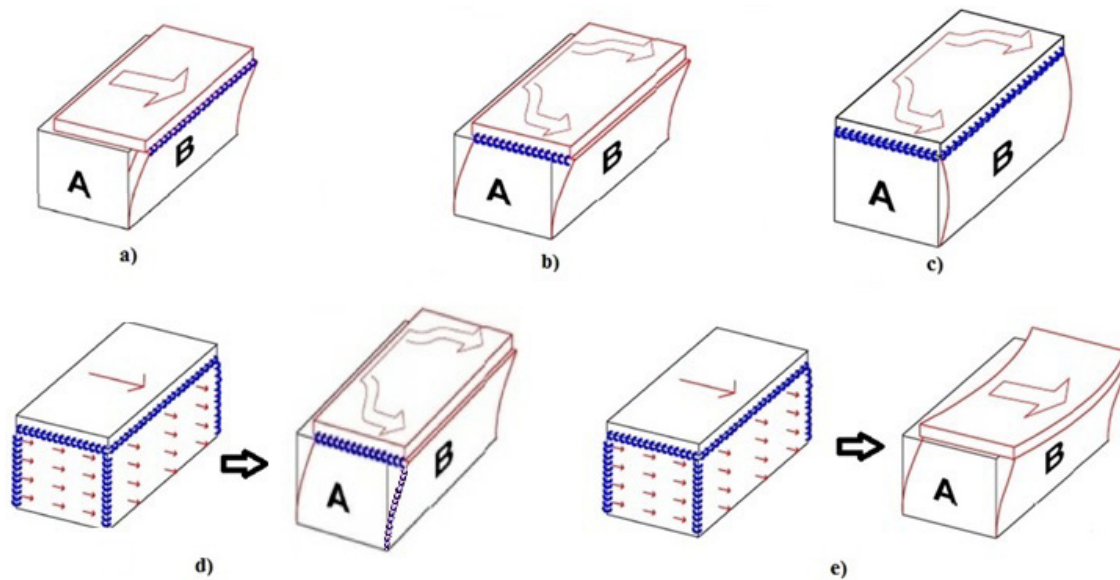


Fig. 5 – a) vinculação entre um pavimento rígido e a parede B; b) vinculação entre um pavimento rígido e a parede A; c) vinculação do pavimento rígido com todas as paredes; d) vinculação entre paredes A e B e entre paredes e pavimento rígido; e) vinculação entre paredes A e paredes B e entre paredes e pavimento flexível; (S.T.A. Data, 2012)

2.4 Modos de rotura em paredes de alvenaria

A sistematização dos danos estruturais observados nos edifícios após a ocorrência de sismos tem permitido identificar os padrões de dano mais comuns nestes edifícios, nomeadamente, os danos localizados nos painéis de alvenaria dos edifícios (S.T.A. Data, 2012). A forma como surge o dano é designada, correntemente, de modo de rotura.

Os modos de rotura que ocorrem nas paredes dependem das características dos constituintes da parede de alvenaria das suas ligações com os restantes elementos do sistema estrutural e do tipo de cargas aplicadas. Neste contexto é frequente distinguir dois tipos de modos de rotura: *i)* os modos de rotura no plano e *ii)* os modos de rotura fora do plano, sendo que a principal diferença entre eles está relacionada com a direção do carregamento aplicado e consequentemente com a direção que é mobilizada na resposta às cargas aplicadas.

Nos parágrafos seguintes apresenta-se uma descrição dos principais modos de rotura associados à resposta de painéis de alvenaria, de altura (h_w) e largura (l_w), quando solicitados por cargas verticais e horizontais aplicadas no topo da parede, na direção do seu plano (secção 2.4.1) e quando solicitados por cargas horizontais na direção perpendicular ao seu plano (secção 2.4.2).

2.4.1 Modos de rotura no plano

Os modos de rotura no plano podem ocorrer com diferentes padrões de dano entre eles: *i)* a rotura por flexão composta; *ii)* a rotura por corte com fissuração diagonal; *iii)* o deslizamento por corte) e *iv)* o rocking;

A Fig. 6 ilustra o modo de rotura por flexão composta num painel de alvenaria sujeito a forças laterais (τ) e carregamento vertical (σ_0) no qual os danos ocorrem na base do painel de alvenaria. Os danos caracterizam-se pela presença de fissuração das juntas horizontais devido a forças de tração e ocorrem na zona tracionada (zona ① indicada na Fig. 6) podendo ocorrer esmagamento nos blocos de alvenaria na zona comprimida (zona ② indicada na Fig. 6). Assim os fatores predominantes para a ocorrência de rotura por flexão composta estão associados à resistência à tração da argamassa, à eficiência da ligação entre a argamassa e o bloco e à relação entre as cargas verticais e as cargas horizontais (Matthews *et al.*, 2007).

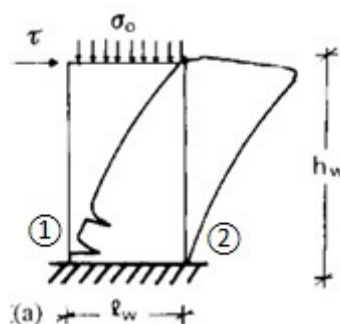


Fig. 6 – Rotura por flexão (Pasticier *et al.*, 2007)

A rotura por corte com fissuração diagonal, esquematicamente representada na Fig. 7 ocorre inicialmente pela fissuração da argamassa de assentamento ao longo das zonas de compressão do painel de alvenaria generalizando-se pelas mesmas à medida que o

carregamento lateral aumenta. Em níveis de carregamento acrescidos verifica-se o esmagamento dos blocos, além disso, o modo de rotura mencionado ocorre, em geral, na ausência de rotura por flexão e, em situações em que o carregamento vertical é mais elevado quando comparado com as cargas laterais aplicadas. O número de aberturas na fachada é também um fator determinante para a ocorrência de rotura por corte com fissuração diagonal na medida em que a existência em excesso de aberturas promove o enfraquecimento dos painéis de alvenaria adjacentes uma vez que ao ocorrer concentração de tensões nos cantos promove-se a fissuração diagonal. Além destes acrescentam-se outros fatores relacionados com as características mecânicas dos painéis de alvenaria nomeadamente: a resistência ao corte da argamassa, a aderência na interface argamassa/bloco e a resistência à compressão dos blocos (Matthews *et al.*, 2007);

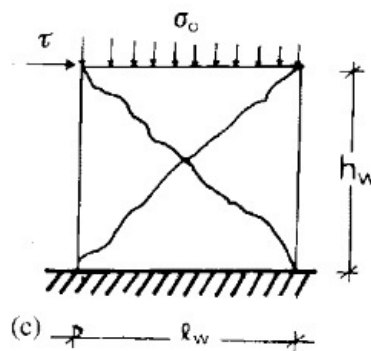
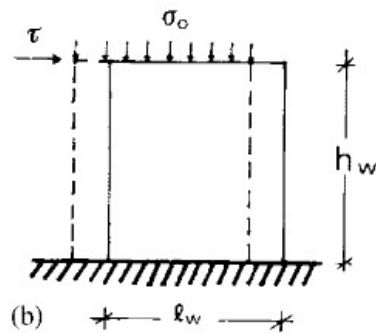


Fig. 7 Rotura por corte com fissuração diagonal (Pasticier *et al.*, 2007)

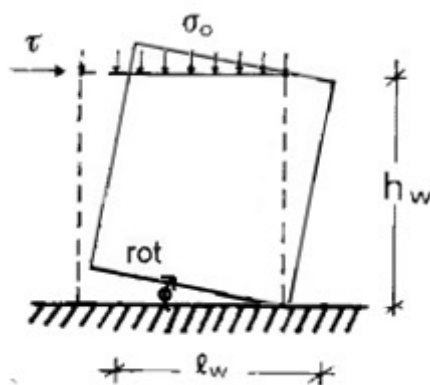
O deslizamento por corte esquematicamente representado na Fig. 8, caracteriza-se por ocorrer deslizamento do painel e aparecimento de fissuração horizontal. Os fatores predominantes para a ocorrência de deslizamento por corte estão associados à presença de argamassas de assentamento com fraca resistência ao corte da argamassa e fraca aderência na interface argamassa/bloco.

Para além disso a existência de cargas verticais reduzidas e as condições deficientes de atrito nas juntas são fatores que propiciam o desenvolvimento deste tipo de mecanismo (Matthews *et al.*, 2007).

Fig. 8 – Deslizamento por corte (Pasticier *et al.*, 2007)

A Fig. 9 esquematiza o modo de rotura denominado de “rocking” no plano. Este modo de rotura é caracterizado pela ocorrência de rotação (rot) entre o painel de alvenaria e a superfície de apoio levando ao destacamento do mesmo pela base. À semelhança do modo de rotura por flexão os fatores predominantes para a ocorrência de rotura por “rocking” estão associados com: *i)* a resistência à tração da argamassa; *ii)* a eficiência da ligação entre argamassa/bloco e *iii)* a relação entre as forças laterais e o carregamento vertical;

Neste caso verifica-se que o dano é concentrado numa junta horizontal exibindo um movimento tipo corpo rígido do painel.

Fig. 9 – “Rocking” no plano (Pasticier *et al.*, 2007)

2.4.2 Modos de rotura fora do plano

Os modos de rotura para fora do plano são devidos à ocorrência de ações laterais. Estas ações são aplicadas segundo a direção de menor rigidez do painel, sendo portanto, mobilizada menor resistência dos painéis de alvenaria.

O modo de rotura ilustrado na Fig. 10a é caracterizado pela abertura das juntas no topo e na base do elemento devido ao carregamento lateral no painel provocando a rotação das suas extremidades (rótula). Consecutivamente ocorre rotação a meio do painel também e abertura de junta na face oposta àquela onde se observa abertura das juntas nas extremidades. Neste tipo de mecanismos verifica-se que o carregamento vertical imposto, por exemplo por pavimentos rígidos ajuda a estabilizar os painéis de alvenaria evitando a ocorrência dos fenómenos de rotação nas extremidades desde que as ligações pavimento/painel sejam eficientes.

A Fig. 10b ilustra o modo de rotura designado por “rocking” em que o painel de alvenaria apenas se encontra efetivamente ligado na base. Nesta situação a aplicação de cargas laterais provoca a rotação pela extremidade inferior do painel segundo o sentido de carregamento. A ação estabilizadora neste tipo de modo de rotura é unicamente o seu peso próprio (Matthews *et al.*, 2007).

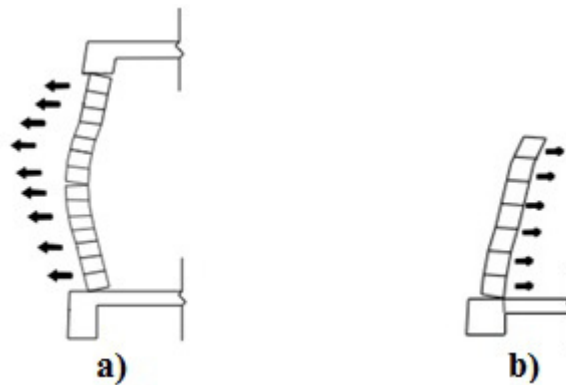


Fig. 10 – Modos de rotura da alvenaria para fora do plano a) e b) adaptado de Matthews et al. (2007)

3 MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

3.1 Considerações iniciais

A modelação numérica dos edifícios em alvenaria constitui um desafio para a engenharia de estruturas, desde logo pelo fato da alvenaria se tratar de um material de construção composto, heterogéneo constituído por blocos, juntas e interfaces entre estes elementos apresentando estas propriedades mecânicas bem distintas entre si. Para além disso, a variedade de materiais e técnicas utilizadas nos edifícios de alvenaria antigos conduziu à existência de múltiplas configurações do aparelho de alvenaria, consequentemente, sob o ponto de vista da modelação estrutural, a alvenaria constitui um material estrutural de elevada complexidade. Não obstante tais dificuldades, existem, atualmente, variadas técnicas de modelação adequadas para a modelação estrutural dos edifícios em alvenaria.

Os métodos de análise utilizados em edifícios de alvenaria podem apresentar distintos níveis de rigor e complexidade em função da forma como são representadas nos modelos as ações atuantes, a geometria do edifício e o comportamento dos materiais.

As estratégias para a representação do comportamento dos materiais podem ser definidas com base em modelos de comportamento elástico linear ou em modelos de comportamento não linear. O comportamento elástico linear caracteriza-se por apresentar uma forma simplificada, menos rigorosa mas fiável do comportamento do material sendo indicado para a análise dos primeiros estágios de deformação. Por outro lado, o comportamento não linear completa ao anterior os estágios de fendilhação, plastificação e rotura, o processo de análise estrutural é mais moroso e acarreta outras exigências a nível computacional na medida em que é necessário considerar a aplicação do carregamento através dos escalões de carga incrementais (história de cargas) e recorrer a métodos iterativos para resolver as equações de equilíbrio. Além disso representa com maior rigor o comportamento do material obtendo-se resultados com maior fiabilidade (Monteiro, 2012). A Fig. 11 ilustra a representação do comportamento dos materiais considerado nos modelos elásticos lineares e nos modelos não lineares em termos da evolução da tensão aplicada (σ) e das deformações (ϵ) impostas pela tensão aplicada. A representação gráfica do comportamento elástico linear (lei do comportamento elástico linear) é caracterizada pela proporcionalidade entre estas duas grandezas. O comportamento não linear é

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

caracterizado por uma lei não linear na qual após um ramo inicial linear elástico (regime elástico) o material exibe uma fase de comportamento plástico. Na fase plástica o material exibe capacidade de suportar deformações superiores àquelas que são suportadas na fase elástica linear, porém ocorrem deformações permanentes (irreversíveis) quando é retirada a carga.

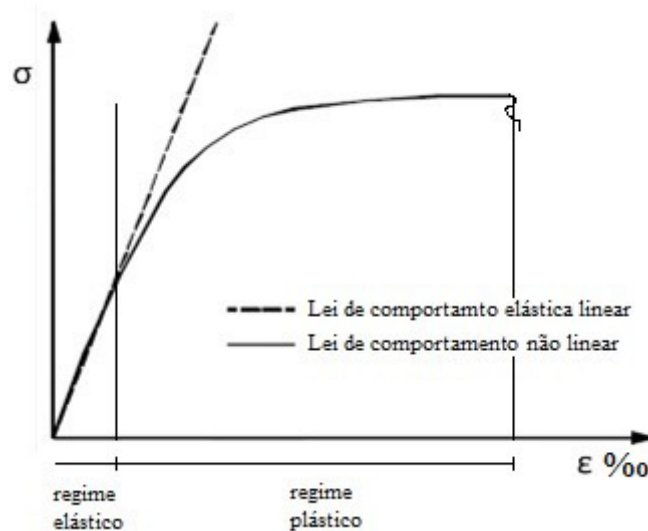


Fig. 11 – Diagrama tensão-extensão do comportamento do material elástico linear e não linear (Monteiro, 2012)

Nas metodologias de análise que são usadas no contexto deste trabalho para o estudo da resposta estrutural de edifícios de alvenaria sujeitos à ação das cargas verticais e laterais recorrendo ao programa 3Muri, o comportamento material das paredes de alvenaria é idealizado através de leis constitutivas elasto-plásticas (não lineares) usando os parâmetros de deformabilidade e resistência à compressão e ao corte da alvenaria.

Nas secções seguintes apresentam-se os aspetos básicos relativos aos métodos usados neste trabalho para a análise estrutural de edifícios de alvenaria no que se diz respeito às técnicas de modelação estrutural para edifícios de alvenaria (secção 3.2) e às metodologias para a análise sísmica (secção 3.4). Além disso, os vários modelos de análise adotados neste trabalho, são ainda enquadrados nos tipos de técnicas mais comuns para este tipo de aplicações.

3.2 Técnicas de modelação dos edifícios de alvenaria

A geometria das estruturas de alvenaria pode ser modelada recorrendo a diferentes técnicas de modelação, que podem ter maior ou menor complexidade no que se refere ao detalhe com que são discretizados os vários constituintes (blocos, argamassa, e interfaces) e exigir mais ou menos esforço computacional e tempo gasto na sua análise. Entre os modelos mais detalhados, encontram-se os que recorrem a técnicas de micro-modelação detalhada e micro-modelação simplificada e, com menor detalhe os modelos nos quais a alvenaria é simulada recorrendo a estratégias de macro-modelação. Os primeiros são mais exigentes, requerendo um esforço computacional elevado porque tanto os blocos de alvenaria como as juntas de argamassa entre blocos e as interfaces entre estes dois elementos são discretizados como se ilustra na Fig. 12a. Na micro-modelação simplificada as interfaces e a argamassa são modelados no mesmo elemento de junta sendo os blocos representados com a geometria expandida com se ilustra na Fig. 12b. Nos modelos contínuos (ver Fig. 12c) a alvenaria é discretizada através de um único material (compósito).

Estes três tipos de técnicas de discretização geométrica têm sido muito utilizados na simulação numérica do comportamento estrutural de construções em alvenaria através do método dos elementos finitos (Costa *et al.*, 2008), sendo, nestes casos, possível considerar para o comportamento do material quer leis do comportamento linear quer leis do comportamento não linear

As técnicas de macro-modelação recorrem à representação de partes inteiras da estrutura como paredes ou vigas (macro-elementos) como se ilustra na Fig. 12d. Nestes modelos o comportamento não linear é definido, para cada macro-elemento, à custa de leis constitutivas estabelecidas em termos de forças e de deformações generalizadas (por exemplo momentos-curvatura para vigas e corte-deslizamento para paredes) (Costa *et al.*, 2008), enquanto que nos modelos referidos anteriormente (Fig. 12a a Fig. 12c) as leis constitutivas, que definem a evolução do comportamento linear do material, são estabelecidas em termos de tensões e deformações nos pontos de Gauss (Costa, 2009).

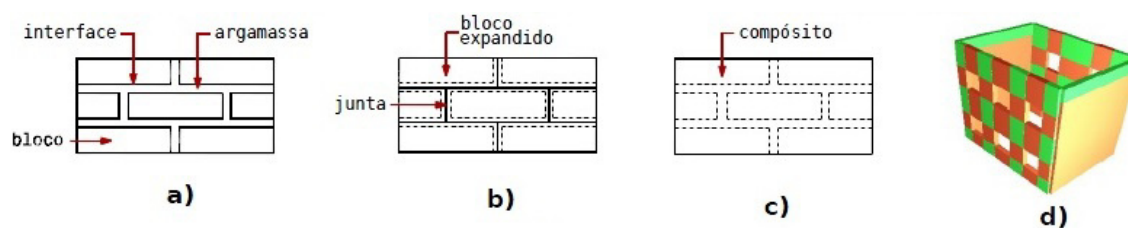
MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

Fig. 12 – Representação da geometria da alvenaria a) micro-modelação detalhada; b) micro-modelação simplificada; c) modelos contínuos homogêneos, d) macro-modelação; (Costa *et al.*, 2008)

Na modelação estrutural dos casos de estudo abordados neste trabalho recorre-se a metodologias de macro-elementos propostas por Gambarrota e Lagomarsino (1996) e, posteriormente, implementadas no programa 3Muri (S.T.A. Data, 2012). Estas metodologias consistem na divisão da estrutura dos edifícios de alvenaria em diversos elementos. Estes elementos dividem-se em rígidos e danificáveis (Costa *et al.*, 2008). Os elementos rígidos são designados de nós rígidos, são isentos de deformações e estabelecem a conexão entre os elementos danificáveis. Os elementos danificáveis dividem-se em vigas-lintel e painéis-pilar e deformam-se em função dos seguintes modos locais: flexão, deslizamento por corte e corte com fissuração diagonal. As vigas-lintel localizam-se acima ou abaixo das aberturas e os painéis-pilar encontram-se na lateral em relação às aberturas. O conjunto dos elementos mencionados constitui o pórtico equivalente ilustrado na Fig. 13.

Na secção 3.3.3 apresenta-se uma descrição detalhada do modelo implementado no programa 3Muri.

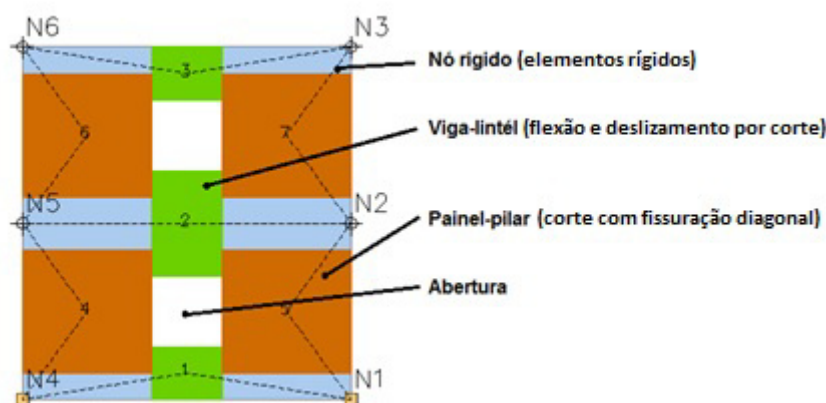


Fig. 13 – Pórtico equivalente dividido em macro-elementos (S.T.A. Data, 2012)

Além dos métodos de análise referidos é ainda comum recorrer-se a metodologias simplificadas de análise limite através de modelos cinemáticos nos quais são verificadas as condições de equilíbrio cinemático de paredes da estrutura idealizados através de blocos rígidos, que são identificados tendo em conta os modo de rotura esperados para as ações aplicadas (situação de colapso). A Fig. 14a representa um exemplo de modo de rotura para ações aplicadas no plano da parede e a Fig. 14b representa um exemplo de modo de rotura para ações aplicadas ortogonalmente ao plano da parede.

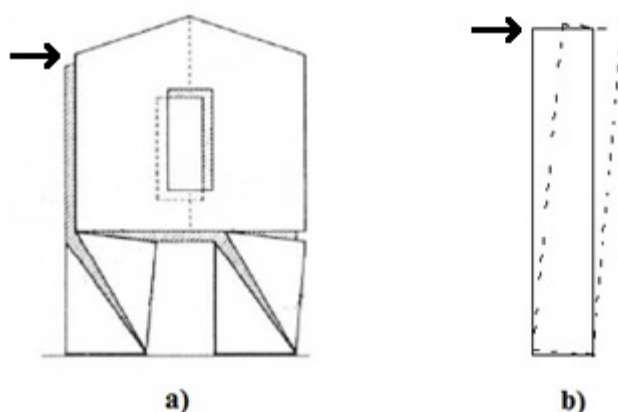


Fig. 14 - Exemplo de modos de rotura aplicados em análises cinemáticas; a) para ações no plano ; b) para ações fora do plano

3.3 Modelos numéricos de macro-elementos em edifícios de alvenaria resistente

Na década de 70 do século passado como reação à ocorrência de sismos destrutivos na ex-Jugoslávia e em Itália (e. g. Skopje em 1963 e Friuli em 1970), começaram a surgir modelos simplificados de análise baseados em macro-elementos (e. g. Tomazevic et al. (1978)) resultaram da experiência adquirida na observação dos danos provocados pela atividade sísmica (Lourenço e Marques, 2012).

Posteriormente, surgiram outros modelos de macro-elementos (e. g. Magenes e Calvi (1996) e Gambarota e Lagomarsino (1996)) como resposta às limitações dos modelos pioneiros como será referido mais à frente.

Nesta secção são apresentados os modelos de macro-elementos citados nos parágrafos anteriores, sendo para cada um deles de identificadas as técnicas de modelação e o modo como é avaliada a resposta estrutural face às ações horizontais.

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE**3.3.1 Método POR**

O método POR foi desenvolvido por (Tomazevic et al., 1978) tendo sido um dos primeiros métodos para a análise de estruturas de edifícios em alvenaria a incluir o comportamento não linear dos materiais.

As técnicas de modelação adotadas pelo método POR assentam no pressuposto de “mecanismo de piso”, como consequência, os elementos que discretizam o sistema estrutural (nós rígidos e vigas-lintel) são modelados no mesmo elemento (elemento rígido) e são considerados indeformáveis, como se ilustra na Fig. 15a, de modo a garantir a conexão entre as paredes e o piso impedindo a rotação na extremidade das paredes. A condição anterior permite analisar cada piso individualmente em relação às forças laterais de acordo com a sua rigidez e centro de massa (Sabatino, 2011). As forças laterais ao nível de cada piso são calculadas através da condição $F_i = \gamma_i \cdot C \cdot \beta$ sendo que γ_i representa o peso inerente ao piso “i”; C é um coeficiente estrutural (que depende da tipologia da estrutura) e β é o coeficiente de intensidade sísmica (Circolare Ministeriale 21745/1981, 1981).

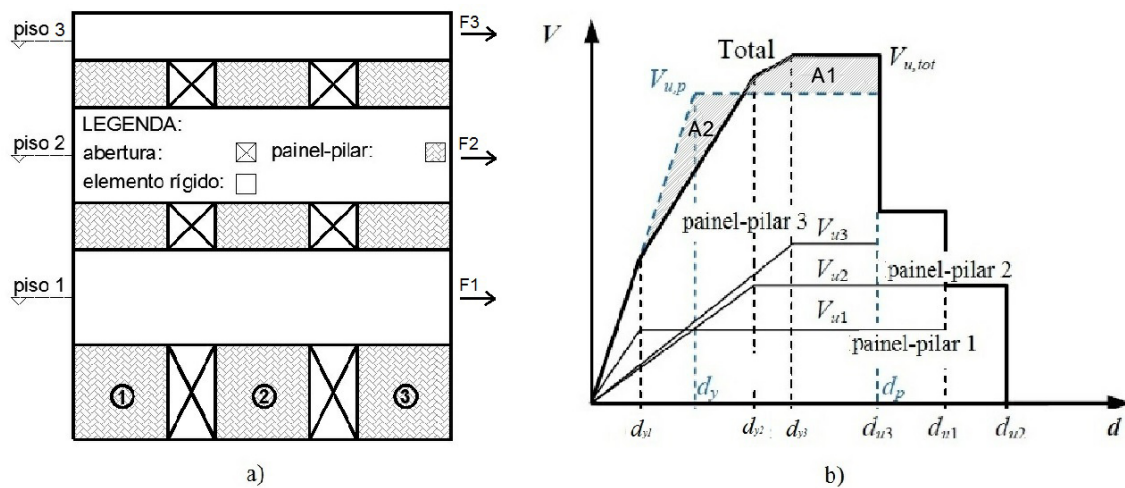


Fig. 15 – Método POR a) - modelo geométrico; b) idealização da resposta global por meio de uma curva de capacidade bilinear (Lourenço e Marques, 2012)

A Fig. 15b ilustra o modo como é gerada a resposta global da estrutura. Numa fase inicial é determinada a rigidez elástica (k_1) a partir da expressão (1) correspondente ao primeiro tramo da curva de capacidade bilinear de cada um dos painéis-pilar (1;2;3) pertencentes ao mesmo piso.

$$k_l = \frac{G \cdot B \cdot s}{\chi \cdot H} \cdot \frac{1}{1 + \frac{G}{\chi \cdot E} \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^2} \quad (1)$$

onde E e G representam respetivamente o módulo de elasticidade e o módulo de distorção da alvenaria; B, H, e s são o comprimento, a altura e a espessura do painel-pilar; χ é o fator de corte, o qual para secções retangulares assume o valor de 1.2. A resposta elástica é limitada pela ativação de um modo de rotura (e. g. flexão composta; deslizamento horizontal ou diagonal; corte diagonal). O limite de resistência dos painéis-pilar, correspondente ao patamar plástico (segundo uma curva de capacidade bilinear dos painéis) pode ser formulado através das expressões (2), (3) e (4):

- flexão composta;

$$V_f = \frac{B}{H} \cdot N - \frac{N^2}{f_k \cdot B \cdot s} \quad (2)$$

- deslizamento horizontal e diagonal;

$$V_d = \frac{B \cdot s \cdot f_{vk0} + 0.4 \cdot N}{0.75 + 0.25 \cdot H/B} \quad (3)$$

- corte diagonal

$$V_t = \sqrt{(f_{tk0} \cdot B \cdot s)^2 + \frac{B \cdot s \cdot f_{tk0} \cdot N}{0.75 + 0.25 \cdot H/B}} \quad (4)$$

onde, N representa a força axial sobre o painel-pilar; f_k é a resistência à compressão da alvenaria; f_{vk0} é a resistência ao corte da alvenaria sob compressão nula e f_{tk0} representa a resistência pura ao corte por tração diagonal da alvenaria (Lourenço e Marques, 2012).

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

O limite de resistência associado a um determinado modo de rotura considerado no modelo de análise é representado na curva de capacidade bilinear como V_{ui} (resistência última do painel-pilar “i”) em que V_{ui} assume o valor mais desfavorável entre V_f , V_d ou V_t .

Posteriormente define-se o tramo correspondente ao comportamento não linear em função da ductilidade (relação entre o deslocamento de cedência e o deslocamento último d_y/d_u para cada painel “i”). No caso de modos de rotura por flexão composta assume-se uma ductilidade na ordem de 5.0. Em modos de rotura por corte assume-se uma ductilidade na ordem de 2.0 (Lourenço e Marques, 2012).

Depois de determinada a curva de capacidade bilinear para cada um dos painéis-pilar, caracteriza-se a força resistente do piso através de uma envolvente, resultante da soma das curvas associadas a cada painel-pilar em que $V_{u,tot} = V_{u1} + V_{u2} + V_{u3}$. O deslocamento último da envolvente resultante (d_p) corresponde ao menor dos deslocamentos (d_{ui}) entre todos painéis-pilar de um determinado piso. No exemplo da Fig. 15b corresponde ao d_{u3} .

Na fase seguinte determina-se a envolvente bilinear resultante representada a tracejado na Fig. 15b em que $V_{u,p}$ é a força resistente associada à envolvente bilinear resultante assumindo o valor de $0.8 V_{u,tot}$ de modo a que a área abaixo da envolvente resultante (A1) seja igual à área sob a envolvente bilinear (A2) (condição de energia). O deslocamento último da envolvente bilinear resultante assume o mesmo valor do deslocamento da envolvente resultante.

Além disso, a ductilidade global do piso em análise, estimada como a relação entre o deslocamento último (d_p) e entre o deslocamento de cedência (d_y) da envolvente bilinear deve resultar pelo menos igual a 1.6 (condição de ductilidade) (Lourenço e Marques, 2012).

A verificação de segurança em termos de força é feita comparando a força resistente da envolvente bilinear ($V_{u,p}$) com a força lateral de cálculo a que o piso é solicitado, a qual pode ser calculada pelo método das forças laterais definido no (Eurocódigo 8, (2010) através da expressão (5) (Lourenço e Marques, 2012):

$$c_a \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \leq V_{u,p} \quad (5)$$

em que, c_a é o coeficiente de afetação da ação de corte basal ao piso em análise, $S_d(T_1)$ é a ordenada do espectro de cálculo para o período fundamental de vibração, T_1 ; m é a massa total do edifício; λ é um fator de correção que depende do número de pisos e do valor de T_1 , assumindo o valor de 0.85 se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou de 1.0 caso contrário.

3.3.2 Modelo SAM

O modelo SAM foi proposto por Magenes e Calvi (1996) e baseia-se na análise de um pórtico equivalente, constituído por elementos de barra, sujeito a forças horizontais (F_1 , F_2) como se ilustra na Fig. 16a sendo a resposta global garantida pelas paredes paralelas ao plano da ação. Os elementos de barra são constituídos por elementos infinitamente rígidos nas extremidades ($i-i'$ e $j-j'$) de altura H_i e por elementos deformáveis (painéis-pilar no caso de elementos de barra verticais e vigas-lintel no caso de elementos de barra horizontais) de altura eficaz (H_{eff}) que efetuam a ligação entre os nós rígidos de acordo com a Fig. 16b. No modelo SAM, os painéis-pilar e as vigas-lintel são modelados com base num comportamento elasto-plástico nos quais a passagem do regime elástico para o regime plástico é determinada por critérios de rotura por flexão e corte que envolvem os parâmetros idealizados.

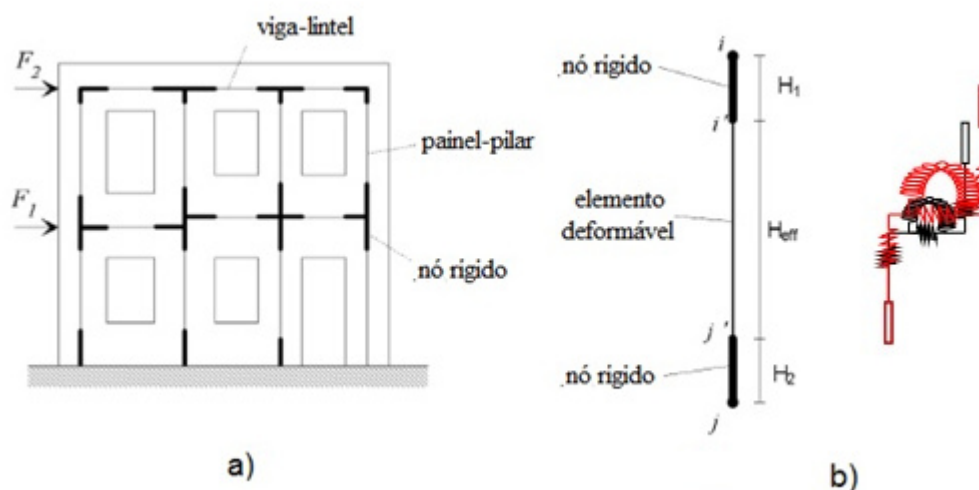


Fig. 16 – Modelo SAM; a) – pórtico equivalente; b) constituição do elemento de barra (Magenes et al., 2000)

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

A altura eficaz (H_{eff}) dos painéis-pilar é determinada a partir da equação (6) em função da distância entre aberturas (D), da altura do piso (H) e da altura (h') que se relaciona com as dimensões entre aberturas adjacentes como se ilustra na Fig. 17.

$$H_{eff} = h' + 1/3 \cdot D(H - h')/h' \quad (6)$$

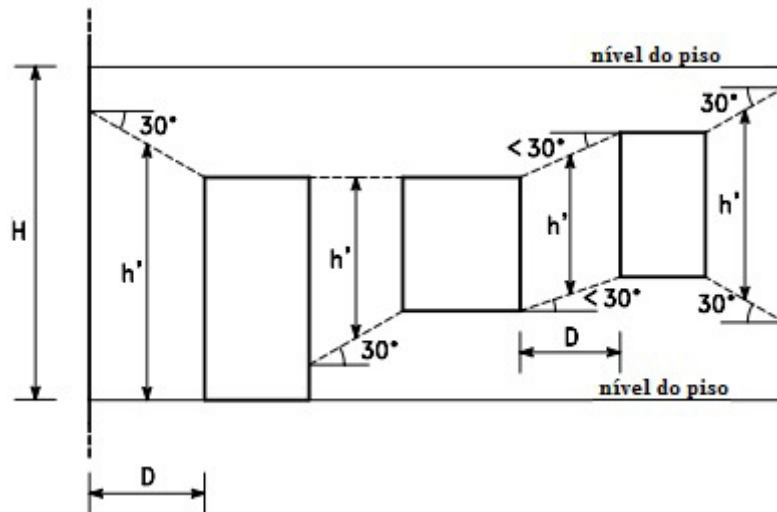


Fig. 17 – Critérios para a determinação da altura eficaz (H_{eff}) dos painéis-pilar (Magenes et al., 2000)

O comprimento eficaz das vigas-lintel é igual à largura das aberturas caso estas estejam alinhadas verticalmente como se ilustra na Fig. 18a. Na situação em que as aberturas se encontram desalinhadas (Fig. 18b) o seu comprimento eficaz é determinado do mesmo modo que a altura eficaz esquematizada na situação anterior.

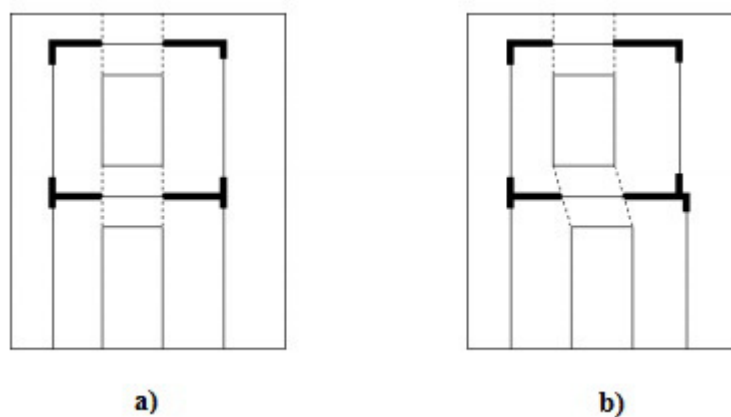
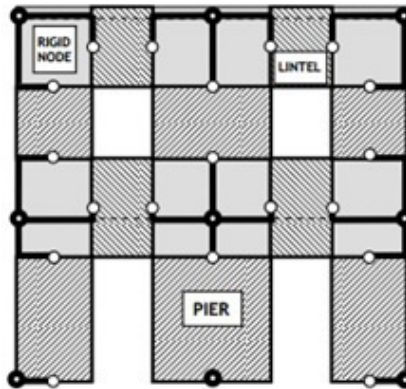


Fig. 18 – Determinação do comprimento eficaz das vigas-lintel; a) situação com alinhamento vertical das aberturas; b) situação com aberturas desalinhadas verticalmente (Magenes et al., 2000)

3.3.3 Modelo Tremuri

Como já referido, o modelo Tremuri foi desenvolvido inicialmente por (Gambarota e Lagomarsino, 1996) e encontra-se atualmente implementado num programa informático designado de 3Muri (programa de avaliação do desempenho sísmico de edifícios em alvenaria ou edifícios mistos, podendo conter elementos de betão armado, aço ou madeira na sua constituição para definição dos vários elementos) (S.T.A. Data, 2012).

O modelo está vocacionado para a análise 2D e 3D de estruturas de edifícios em alvenaria sendo possível considerar os casos em que estes edifícios são compostos por paredes de alvenaria com e sem aberturas, pavimentos rígidos ou flexíveis e nas versões mais recentes do programa 3Muri também de coberturas inclinadas. O modelo é baseado na utilização de macro-elementos deformáveis e rígidos com o objetivo de constituir uma estrutura equivalente representativa do comportamento das paredes no plano (ver Fig. 19). Nesta estrutura equivalente são usados dois tipos de macro-elementos, designados por painéis-pilar e vigas-lintel, nos quais são concentrados os danos que podem ocorrer por efeito da atuação das ações (peso próprio, sobrecarga ou ação sísmica). Os nós rígidos são considerados infinitamente rígidos com o objetivo de transferir as variáveis estáticas e cinemáticas entre os elementos deformáveis (Galasco et al., 2004) conforme será descrito mais adiante.



Os macro-elementos permitem representar os modos de rotura no plano da parede por corte e por flexão considerando para o efeito um número de graus de liberdade limitado e variáveis internas que estabelecem a evolução do dano por corte controlando a degradação da resistência e da rigidez através de um modelo cinemático. Este modelo cinemático, ilustrado na Fig. 20, representa um painel de largura b , espessura s , dividido em três partes. As deformabilidades axial e de flexão do painel estão concentradas nos elementos de extremidade ① e ③ com espessura infinitesimal (Δ) (esquematzadas na Fig. 20c) e infinitamente rígidos às ações de corte. A deformabilidade tangencial (ou de corte) é garantida pelo elemento ② de altura h (esquematzada na Fig. 20c), que apresenta indeformabilidade axial e de flexão. Assim para cada nó i e j nas extremidades do macro-elemento são associados três graus de liberdade: o deslocamento axial w , o deslocamento horizontal u e a rotação ϕ . Além disso existem ainda dois graus de liberdade na parte central do elemento: o deslocamento axial δ e a rotação ϕ . Deste modo as variáveis cinemáticas (variáveis responsáveis pela caracterização da deformabilidade do macro-elemento) correspondem a oito graus de liberdade $a^T = \{u_i; w_i; \phi_i; u_j; w_j; \phi_j; \delta; \phi\}$ (Galasco et al., 2004).

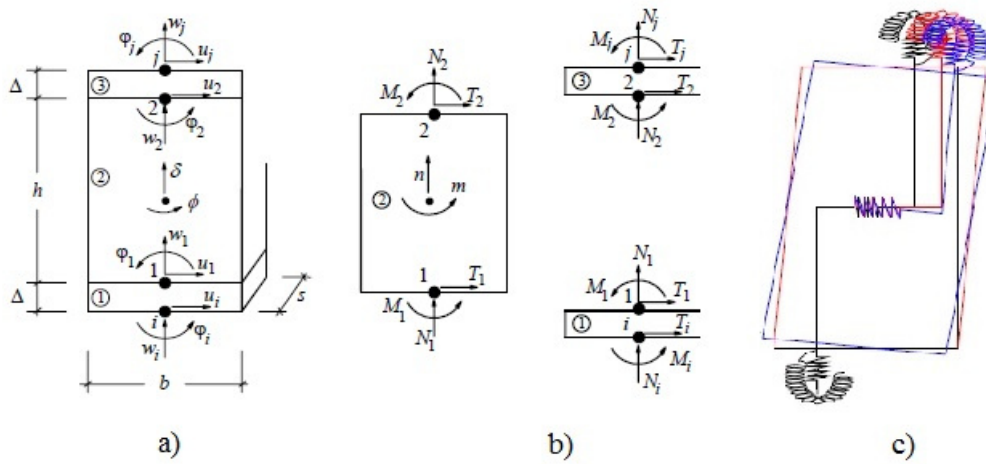


Fig. 20 – a) modelo cinemático do macro-elemento; b) divisão do macro-elemento nas suas partes; c) representação cinemática dos graus de liberdade do modelo (Galasco et al., 2004)

As equações constitutivas entre as variáveis cinemáticas w , ϕ e as suas correspondentes variáveis estáticas n e m são independentes até à condição $m/n \leq b/6$.

Para a parte ① do macro-elemento são obtidas as equações (7) e (8) :

$$N_i = kA(\delta - w_i) + N_i^* \quad (7)$$

$$M_i = \frac{1}{12} kAb^2 (\phi - \phi_i) + M_i \quad (8)$$

onde, $A = b \cdot s$ corresponde à área transversal do painel. As contribuições plásticas N_i^* e M_i^* são obtidas a partir das equações (9) e (10):

$$N_i^* = \frac{-k \cdot A}{8|\phi_i - \phi|} \left[|\phi_i - \phi|b + 2(\delta - w_i) \right]^2 H \left(|e_i| - \frac{1}{6}b \right) \quad (9)$$

$$M_i^* = \frac{k \cdot A}{24(\phi_i - \phi)|\phi_i - \phi|} \left[(\phi_i - \phi)b - (\delta - w_i) \right] \left[|\phi_i - \phi|b + 2(\delta - w_i) \right]^2 H \left(|e_i| - \frac{1}{6}b \right) \quad (10)$$

A resposta do painel é expressa considerando uma distribuição uniforme da deformação por corte $\gamma = u_i - u_j / h + \phi$ na parte central ② do elemento e impondo uma relação entre as variáveis cinemáticas u_i , u_j , ϕ e a tensão de corte $T_i = -T_j$. O dano provocado por corte tem configuração diagonal onde o deslocamento acontece ao longo das juntas e é representado pela componente de deformação plástica que é ativada quando o limite de fricção do critério Mohr Coulomb é atingido. A partir da deformação efetiva por corte correspondente à sub-estrutura ② obtêm-se as equações (11) e (12):

$$T_i = \frac{GA}{h} (u_i - u_j + \phi h) + T_i^* \quad (11)$$

$$T_i^* = -\frac{GA}{h} \frac{c\alpha}{1+c\alpha} \left(u_i - u_j + \phi h + \frac{h}{GA} f \right) \quad (12)$$

em que, a componente plástica T_i^* inclui o efeito de fricção f oposto ao mecanismo de deslizamento envolvendo um parâmetro de dano α e um coeficiente adimensional c que controla a deformação plástica. Neste modelo, o atrito é definido como variável interna recorrendo à condição limite indicada na expressão (13):

$$\Phi_s = |f| - \mu \cdot N_i \leq 0 \quad (13)$$

onde, μ corresponde ao coeficiente de atrito. Estas equações representam a variação da resistência do painel devido às mudanças do esforço axial $N_j = -N_i$. O dano provocado é descrito pela variável de dano α , que evolui de acordo com um critério de rotura pré-estabelecido definido na expressão (14):

$$\Phi_d = Y(S) + R(\alpha) \leq 0 \quad (14)$$

em que, $Y = 1/2cq^2$ representa a energia de fratura; R é uma função de resistência e $S = \{t \ n \ m\}^T$ é um vetor dos esforços internos. Assumindo R com uma função crescente

de α até ao seu valor crítico $\alpha_c = 1$ e decrescente para valores superiores, o modelo pretende representar a degradação da rigidez e da resistência.

O modelo constitutivo completo, para o macro-elemento pode ser expresso através da equação (15):

$$Q = Ka + Q^* \quad (15)$$

em que, $Q^* = \{T_i^* N_i^* M_i^* T_j^* N_j^* M_j^* N^* M^*\}$ contém as variáveis não lineares. Os termos N^* e M^* são apresentados de acordo com as expressões (16) e (17):

$$N^* = N_j^* - N_i^* \quad (16)$$

$$M^* = -M_j^* - M_i^* + T_i^* h \quad (17)$$

Na modelação plana da parede (ver Fig. 19) é usado um sistema de coordenadas locais composto por três graus de liberdade por cada nó (duas translações e uma rotação no plano da parede) sendo que na modelação 3D do edifício os nós que se encontram na intersecção das paredes necessitam de cinco graus de liberdade (três translações e duas rotações). Estes nós referidos na Fig. 21 por “Nó 3D” são identificados através da ligação dos nós pertencentes às paredes ortogonais referidos por “Nó 2D” na Fig. 21, projetando o sistema de coordenadas locais ($x_{loc.}; z$) representado na Fig. 21 paralelo ao plano da parede ao longo dos eixos globais (X, Y, Z) (Galasco et al., 2004).

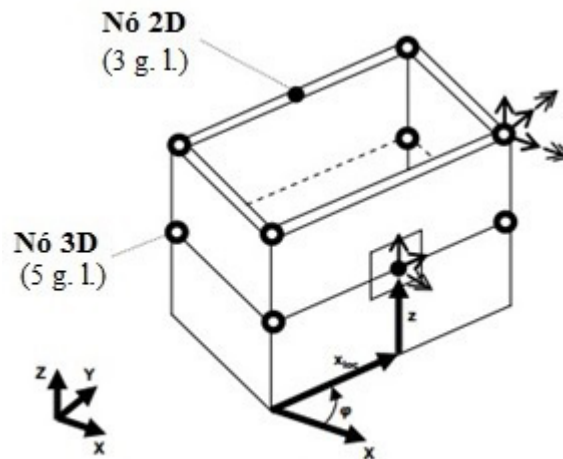


Fig. 21 – Modelo 3D citado por Lourenço (2010)

3.4 Metodologias para a análise sísmica de edifícios em alvenaria

3.4.1 Considerações iniciais

A análise estrutural dos edifícios pode ser representada de duas formas em função do modo como são consideradas as ações aplicadas: i) a análise estática e ii) a análise dinâmica.

A primeira é adequada nas situações em que se pretende determinar numa estrutura os parâmetros de resposta (tensões, deformações, esforços, deslocamentos etc), devidos a uma ação aplicada lentamente de forma a não provocar vibrações e cujo valor se mantém constante no tempo. A segunda é utilizada quando uma estrutura é solicitada por ações dinâmicas (ações cuja direção, sentido, valor ou posição pode variar ao longo do tempo) levando ao surgimento de tensões, deformações e esforços internos bastante superiores aqueles que seriam esperados se as mesmas ações fossem aplicadas estaticamente (Simões e Costa, 2002).

Neste contexto as análises estáticas são adequadas para avaliar os efeitos das ações correspondentes aos pesos próprios da estrutura ou também das sobrecargas de utilização, enquanto que para o caso da ação sísmica é mais adequado realizar análises dinâmicas. Porém em certos casos específicos (edifícios correntes) a regulamentação permite que sejam realizadas análises estáticas para simular a resposta de edifícios sujeitos a ações sísmicas.

Nas análises estáticas mais comuns adotadas pelos regulamentos Eurocódigo 8 (2010) e RSA (1983) determina-se simplificadamente o efeito da ação do sismo supondo estar aplicado à estrutura um sistema de forças estáticas ao nível de cada piso (h_i). As forças são consideradas com uma distribuição linearmente crescente em função das massas definidas na modelação estrutural dependendo o valor, de cada força da massa considerada, do modo como a estrutura se deforma (1º modo de vibração) e do valor respeitante à contribuição da ação sísmica representada no RSA (1983) pelo coeficiente sísmico β ou de uma ordenada do espectro de resposta da ação sísmica no caso do Eurocódigo 8 (2010). Este valor multiplicado pelo valor das ações gravíticas (G_i) define o valor das forças aplicadas ao nível de cada piso (P_i) que por sua vez quando somadas correspondem à resultante global (V) como se ilustra na Fig. 22 (Lopes, 2008).

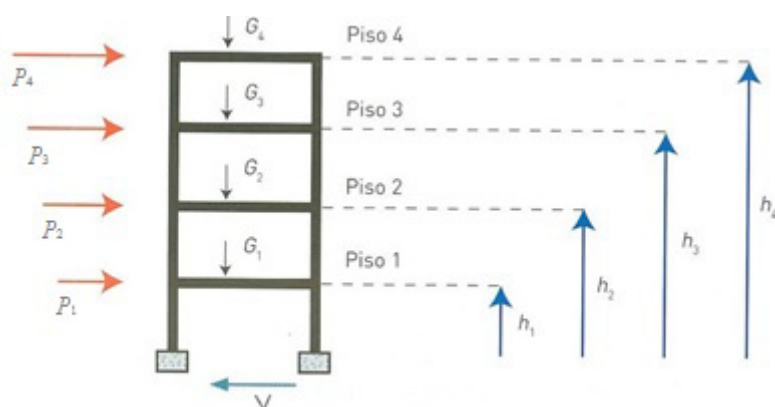


Fig. 22 – Distribuição das forças estáticas a aplicar à estrutura em análises estáticas (Lopes, 2008)

Na análise estática uma vez conhecidas as forças estáticas exteriores (P_i), o equilíbrio do sistema é idealizado com base na equação (18), em que (K) representa a rigidez elástica do sistema e (u) os deslocamentos causados pelas forças exteriores sendo o produto ($K \cdot u$) também designado de força de restituição elástica.

$$K \cdot u = P \quad (18)$$

Na análise dinâmica a ação varia ao longo do tempo pelo que ocorrem uma sucessão de soluções variáveis ao longo do tempo. Além disso, enquanto que na análise estática as equações de equilíbrio (estático) são estabelecidas entre as forças de restituição

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

elástica (internas) e as forças exteriores aplicadas no sistema, na análise dinâmica as equações de equilíbrio envolvem mais duas componentes recorrentes do movimento. Assim as equações de equilíbrio dinâmico de um sistema sujeito a forças dinâmicas exteriores $p(t)$ é estabelecido com base na equação (19), em que (F_i) representam as forças de inércia, (F_a) as forças de amortecimento e (F_e) as forças de restituição elástica.

$$F_i + F_a + F_e = p(t) \quad (19)$$

As forças de inércia são as forças que se geram no corpo resultantes da passagem do estado em repouso para um estado em movimento, e resultam do produto da massa do sistema (m) pela aceleração (\ddot{u}) do corpo. As forças de amortecimento são resultado da dissipação de energia sendo responsáveis pela diminuição da amplitude do movimento como se ilustra na Fig. 23 para o caso de um sistema com um grau de liberdade em vibração livre, cujas equações representam o equilíbrio dinâmico. Por último, as forças de restituição elástica envolvem a rigidez do sistema e referem-se à tendência dos elementos que compõe o sistema voltarem à sua posição inicial.

$$F_i + F_a + F_e = 0 \quad (20)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (21)$$

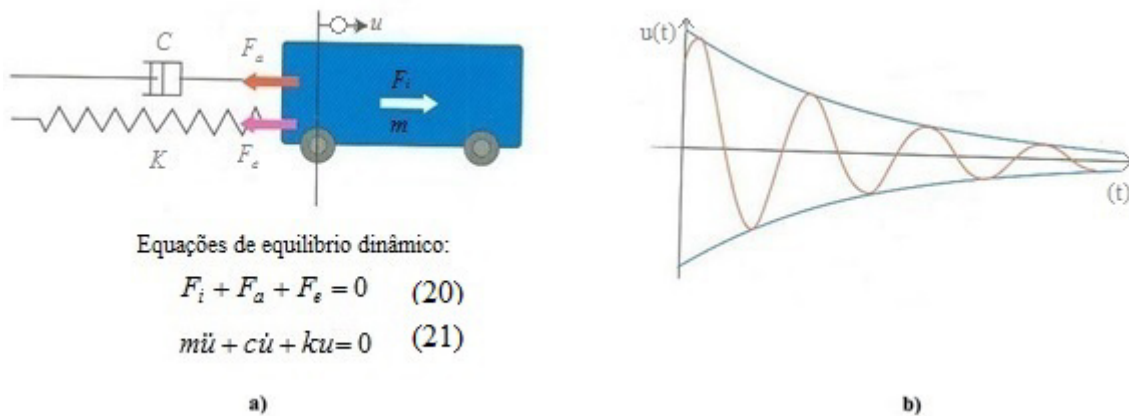


Fig. 23 – Modelo de análise dinâmica; a) idealização do modelo dinâmico de um sistema de um grau de liberdade em movimento livre; b) diminuição da amplitude do movimento resultante das forças de amortecimento (Lopes, 2008)

No caso da análise da resposta das estruturas à excitação sísmica a equação de equilíbrio dinâmico pode ser estabelecida à custa da aceleração do solo $\ddot{u}_g(t)$ que ocorre durante um sismo.

Assim para um sistema linear de um grau de liberdade com massa, rigidez e amortecimento conhecidos sujeito a uma aceleração do solo $\ddot{u}_g(t)$, como o representado na Fig. 24a, o equilíbrio dinâmico é traduzido à custa da equação (22).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (22)$$

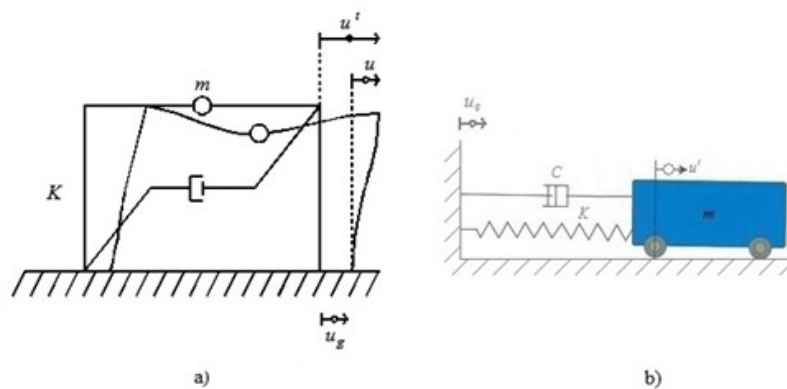


Fig. 24 – Idealização do modelo estrutural com um grau de liberdade sujeito à aceleração do solo (\ddot{u}_g)

Para a quantificação da ação sísmica, o Eurocódigo 8 (2010) prevê a utilização de diferentes métodos de análise, consoante as opções consideradas para o comportamento dos materiais. Neste contexto considerando o comportamento linear dos materiais, o Eurocódigo 8 (2010) prevê dois tipos de metodologias: *i)* análises estáticas equivalentes e *ii)* análises dinâmicas modais, por espectros de resposta. Quando é ativado o comportamento não linear dos materiais os métodos previstos são baseados em: *i)* análises estáticas não lineares e *ii)* análises dinâmicas não lineares.

A opção seguida neste trabalho corresponde à utilização de modelos de análise estática não linear, também designados por análises “*pushover*”.

Nós parágrafos seguintes (secção 3.4.2) descrevem-se os passos de cálculo referentes à metodologia de análises estática não linear (“*pushover*”), preconizada no Eurocódigo 8 (2010) e que se encontra implementada no programa 3Muri usado no contexto deste trabalho. É ainda apresentada na secção 3.4.3 a metodologia simplificada de análise cinemática não linear que foi usada para complementar a análise anterior. Estas metodologias são de carácter prático e de elevada rapidez motivo pela qual foram adotadas. Na primeira metodologia pretende-se avaliar a capacidade resistente do edifício assumindo o modelo estrutural idealizado através de modelos estruturais por macro-elementos, implementado no programa 3Muri, no qual apenas as paredes com desenvolvimento paralelo à ação contribuem para a resistência do edifício. Com a segunda metodologia pretende-se quantificar a resistência das paredes ortogonais ao plano da ação sísmica permitindo assim avaliar a validade do pressuposto adotado na primeira metodologia, no sentido de avaliar se os efeitos nas paredes ortogonais à direção da ação sísmica são compatíveis com a sua resistência.

3.4.2 Análise estática não linear (“*pushover*”)

A análise “*pushover*” permite traduzir o comportamento estrutural de um edifício por meio de uma curva de capacidade definida pelo valor de esforço transversal na base da estrutura (corte basal) em função do deslocamento alvo registado num nó de controlo (nó estrutural mais deformável ou associado ao primeiro macro-elemento a entrar em rotura e que se entende ser representativo do comportamento estrutural do edifício face às ações horizontais).

No método preconizado pelo Eurocódigo 8 (2010) designado de método N2, obtêm-se, em primeiro lugar, o espectro de resposta no formato aceleração-deslocamento em que os valores espectrais de aceleração (S_a) são definidos em função dos valores espectrais de deslocamento (S_d). Para um sistema de um grau de liberdade de período T e com comportamento elástico é válida a equação (23) onde S_{ae} e S_{de} representam, respetivamente, o espectro de resposta elástico de aceleração e deslocamento (Lopes, 2008).

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de} \quad (23)$$

A determinação dos espectros de resposta inelásticos (S_a) e (S_d) para valores constantes de ductilidade (μ), é feito de acordo com as expressões (24) e (25) onde q_u representa o fator de redução devido à dissipação de energia histerética podendo ser determinado à custa das expressões (26) e (27) em que T_c representa o período característico do movimento do solo.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad (24)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (25)$$

$$q_u = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{se } T < T_c \quad (26)$$

$$q_u = \mu \quad \text{se } T \geq T_c \quad (27)$$

Na fase seguinte determinam-se as forças laterais ao nível de cada piso (P_i). As forças laterais ao nível de cada piso são consideradas admitindo que podem ocorrer dois tipos de distribuições: *i*) uma distribuição “uniforme”, em que as forças laterais são proporcionais à distribuição da massa da estrutura (m_i) e *ii*) uma distribuição “modal” (P_i),

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

em que a distribuição das forças laterais é proporcional ao produto entre a matriz de massa (m_i) e o vetor modal (ϕ_i) correspondente ao primeiro modo de vibração (Fajfar, 2000).

Uma vez definidas as forças laterais ao nível de cada piso (Fig. 25a) define-se a curva de capacidade resistente (Fig. 25b) através do valor de corte basal (V – soma das forças laterais ao nível de cada piso) em função do deslocamento registado no nó de controlo (Δ_{topo}) aplicando de forma progressiva a distribuição de forças laterais até se atingir um estado limite associado a um valor máximo (resistente) de deslocamento ($\Delta_{\text{topo}}^{\text{máx.}}$) (Lopes, 2008). Deste modo as forças laterais ao nível de cada piso (P_i) são determinadas a partir da equação (28), na qual λ representa a intensidade de carregamento variável ao longo dos passos considerados na análise.

$$P_i = \lambda m_i \phi_i \quad (28)$$

Numa fase seguinte o comportamento estrutural é analisado com base num sistema equivalente de 1 grau de liberdade (1GL) (Fig. 25a) com o objetivo de determinar o deslocamento alvo (deslocamento recorrente da exigência sísmica registado no nó de controlo).

A Fig. 25 ilustra de forma esquemática a definição da curva de capacidade resistente e a conversão do sistema estrutural para um sistema de um grau de liberdade (sistema equivalente).

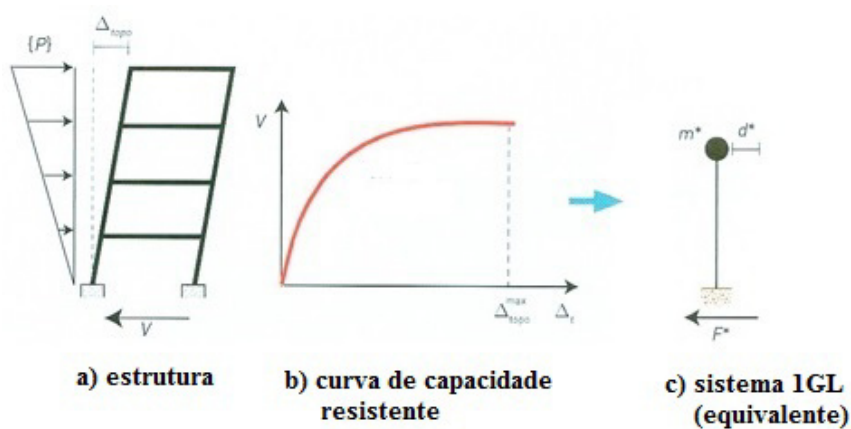


Fig. 25 – Definição da curva de capacidade resistente: a) estrutura; b) curva de capacidade resistente; c) sistema equivalente de 1GL; (Lopes, 2008)

Esta conversão é feita com recurso a um fator de transformação (Γ) através da expressão (29), onde o somatório do produto das distribuições proporcionais à massa pela distribuição modal ao nível de cada piso é representado pelo termo (m^*):

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad (29)$$

A força (F^*) e o deslocamento (d^*) associados ao sistema equivalente de um grau de liberdade (1GL) são afetados pelo fator de transformação como indicam as equações (30) e (31):

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (30)$$

$$d^* = \frac{\Delta_{topo}}{\Gamma} \quad (31)$$

onde, V e Δ_{topo} representam respetivamente, a força de corte basal e o deslocamento alvo do nó de controlo.

Deste modo, através da expressão (32) é possível determinar o valor da aceleração espectral (S_a) necessário à conversão da curva de capacidade resistente para o sistema equivalente.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (32)$$

No passo seguinte determina-se a curva de capacidade bilinear (relação idealizada da força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico ilustrada na Fig. 26. A força de cedência (F_y^*) corresponde à força de corte basal do sistema equivalente e define a reta

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

horizontal correspondente ao regime plástico tangente ao patamar residual da capacidade resistente. O deslocamento de cedência (d_y^*) correspondente ao limite de plasticidade (ponto representado na curva de capacidade que separa o tramo elástico linear do tramo não linear) e é determinado admitindo que as áreas sob a curva de capacidade resistente e a curva de capacidade bilinear são iguais a partir da expressão (33):

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (33)$$

onde E_m^* corresponde à energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico associado ao deslocamento d_m^* (deslocamento associado à formação do mecanismo plástico na curva de capacidade resistente).

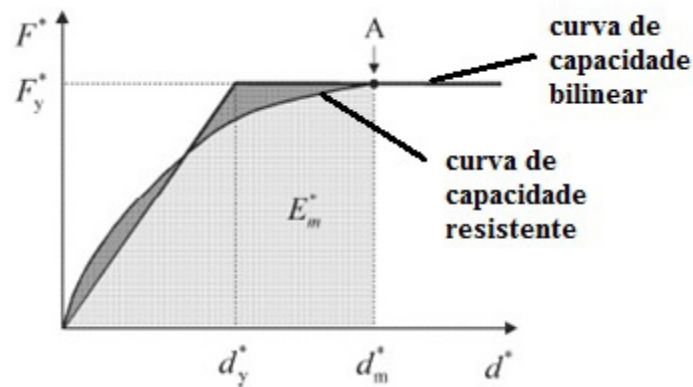


Fig. 26 – Definição da curva bilinear (Eurocódigo 8, (2010))

Com base nos valores de F_y^* e de d_y^* é então determinado o período correspondente à estrutura equivalente a partir da expressão (34):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (34)$$

Posteriormente obtém-se o deslocamento alvo (d_e^*) assumindo o comportamento elástico dado pela expressão (35), onde $S_{ae}(T^*)$ representa o valor espectral elástico de aceleração:

$$d_e^* = S_{ae}(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (35)$$

Na fase seguinte é determinado o deslocamento alvo (d_t^*) do sistema equivalente através de uma das expressões (36), (37) ou (38) consoante a relação entre o valor do período da estrutura equivalente (T^*) e o valor do período de transição entre os domínios curtos e médios (T_c) como se ilustra nos parágrafos seguintes:

Para a gama de períodos baixos, $T^* < T_c$:

-se a resposta é elástica (quando $F_y^*/m^* > S_{ae}(T^*)$) o deslocamento alvo (d_t^*) obtém-se a partir da expressão (36):

$$d_t^* = d_e^* \quad (36)$$

-se a resposta apresenta um comportamento não linear ($F_y^*/m^* < S_{ae}(T^*)$) o deslocamento alvo calcula-se a partir da equação (37):

$$d_t^* = \frac{d_e^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_e^* \quad (37)$$

em que q_u representa um fator de redução dado pela expressão (38):

$$q_u = \frac{S_{ae}}{S_a} = \frac{S_{ae}}{F_y^*/m^*} = \frac{S_{ae} \cdot m^*}{F_y^*} \quad (38)$$

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

Para períodos médios e longos, $T^* > T_c$, o deslocamento alvo é igual ao deslocamento com comportamento elástico, como se ilustra através da expressão (39):

$$d_t^* = d_e^* \quad (39)$$

O procedimento anteriormente adotado para a determinação do deslocamento alvo de um sistema com um grau de liberdade (d_t^*) pode ser determinado através de um método gráfico como se ilustra na Fig. 27-

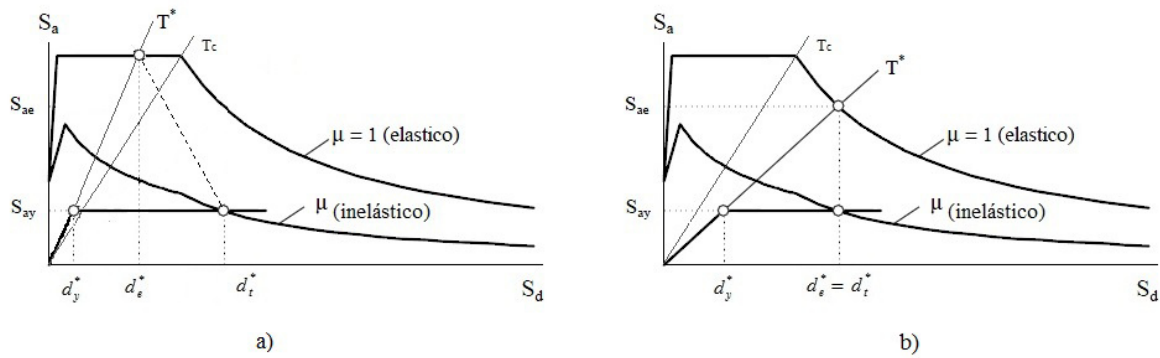


Fig. 27 – Determinação do deslocamento alvo de um sistema de um grau de liberdade; a) Períodos baixos; b) períodos médios ou longos; (Lopes, 2008)

O deslocamento alvo da estrutural real é então determinado através do produto do fator de redução (Γ) pelo deslocamento da estrutura equivalente (d_t^*) de acordo com a equação (40):

$$\Delta_{topo} = \Gamma d_t^* \quad (40)$$

Finalmente avalia-se o desempenho sísmico estrutural aplicando à estrutura forças (P_i) monotonicamente crescentes até se atingir o deslocamento alvo (Δ_{topo}) como se ilustra na Fig. 25a. Os resultados obtidos são comparados com os valores resistentes (Lopes, 2008).

3.4.3 Modelos simplificados de análise cinemática não linear

A metodologia adotada na análise cinemática não linear consiste na atribuição de configurações incrementais a um bloco rígido (associado a um determinado modo de rotura) de peso (P_i) sujeito a forças laterais ($\alpha \cdot P_i$), como se ilustra na Fig. 28, de modo a determinar a sua capacidade resistente com controlo dos deslocamentos para posterior comparação com a exigência sísmica requerida (Munari, 2010). Esta metodologia corresponde a uma generalização da análise cinemática linear.

A análise cinemática linear considera um coeficiente de colapso (α - parâmetro sísmico indicador da ativação do mecanismo adotado) responsável pelo colapso do elemento sendo representativo da resistência máxima desse elemento. Já na análise cinemática não linear admite-se que a perda de equilíbrio estático não corresponde ao colapso do elemento e que este é capaz de resistir a ações adicionais antes da ativação do mecanismo.

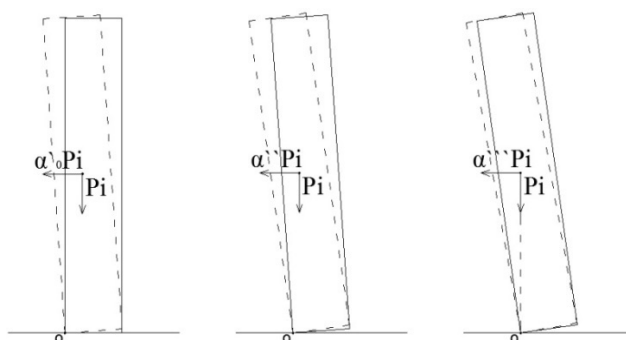


Fig. 28 – Sequência de configurações utilizadas na análise cinemática não linear (Ferretti, 2011)

Nos parágrafos seguintes descreve-se a metodologia proposta por Ferretti (2011) e que será aplicada no caso de estudo no capítulo 4.5.

3.4.3.a Determinação dos parâmetros geométricos (β_i , R_i e Θ_i)

Numa fase inicial procede-se à determinação dos parâmetros geométricos β_i , R_i e Θ_i em função da altura (h_i) e da base (b_i) do bloco rígido previamente identificado com o modo de rotura a estudar, como referido anteriormente na secção 3.2. O raio de giração (R_i) ilustrado na Fig. 29 representa a distância entre o centro de pressões das forças aplicadas e

a rótula sobre a qual ocorre rotação do bloco rígido e determina-se recorrendo à equação (41).

$$R_i = \sqrt{d_i^2 + \left(\frac{b_i}{2}\right)^2} \quad (41)$$

O ângulo (β_i) ilustrado na Fig. 29 representa o ângulo entre o raio de giração (R_i) e a base do bloco rígido (b_i) obtendo-se a partir da equação (42):

$$\beta_i = \arctan\left(\frac{d_i}{b_i/2}\right) \quad (42)$$

O ângulo (θ_i) representa o ângulo entre duas configurações incrementais sucessivas. Na metodologia de cálculo adotada neste trabalho admitiu-se que o máximo valor do ângulo θ_i ($\theta_{máx}$) corresponde àquele que é gerado pelo deslocamento horizontal $d_{máx}$ no topo do bloco rígido como sugere a Fig. 29, e é obtido a partir da equação (43):

$$\theta_i = \arccos\left(\frac{b_i - d_{máx.}}{h_i}\right) \quad (43)$$

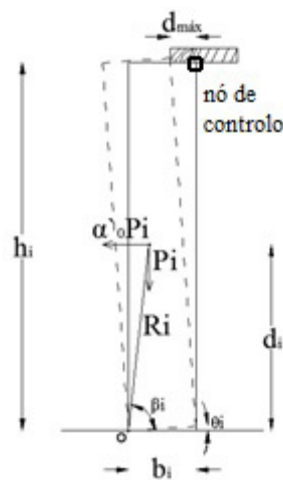


Fig. 29 – Representação esquemática dos parâmetros geométricos e forças atuantes

3.4.3.b Determinação dos deslocamentos δx e δy

Os deslocamentos δx e δy (deslocamentos associados a cada ponto de aplicação de forças entre duas configuração incrementais sucessivas) determinam-se a partir das expressões (44) e (45), respetivamente:

$$\delta x = Ri \cdot \cos(\beta_i + \theta_i) - Ri \cdot \cos(\theta_i) \quad (44)$$

$$\delta y = Ri \cdot \sin(\beta_i + \theta_i) - Ri \cdot \sin(\theta_i) \quad (45)$$

3.4.3.c Determinação do deslocamento (d^*)

Após a obtenção dos deslocamentos δx e δy determina-se o deslocamento espectral (d^*) a partir da expressão (46):

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta x_i^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta x_i} \quad (46)$$

em que P_i representa as cargas verticais. O deslocamento no nó de controlo situado no topo do bloco rígido é representado pelo termo d_k e $\delta_{x,k}$ representa a sua decomposição segundo o eixo horizontal.

3.4.3.d Definição da curva de capacidade

A partir dos dados obtidos em cada configuração incremental do bloco rígido determinam-se os pontos de coordenadas (d^*, a^*) que correspondem ao deslocamento determinado no ponto anterior e à aceleração que se obtém a partir da equação (47):

$$a^* = \frac{\alpha \cdot \sum P_i}{M^* \cdot FC} \quad (47)$$

em que, α corresponde ao coeficiente de colapso associado à configuração em análise, M^* refere-se ao valor da massa espectral e FC é definido como o nível de conhecimento em função da geometria, do detalhe estrutural e das propriedades mecânicas dos materiais referido na norma que especifica os critérios de projeto para dimensionamento sísmico OPCM 3431 (2005).

O valor da massa espectral é determinado a partir da expressão em que a massa (m_i) e o deslocamento (δx_i) representam os valores referentes ao ponto (i) de atuação das forças:

$$M^* = \frac{\sum (m_i \cdot \delta x_i)^2}{m_i \cdot \delta x_i^2} \quad (48)$$

A Fig. 30 representa a curva de capacidade (traçada a verde) gerada nas sucessivas configurações até se atingir a condição limite.

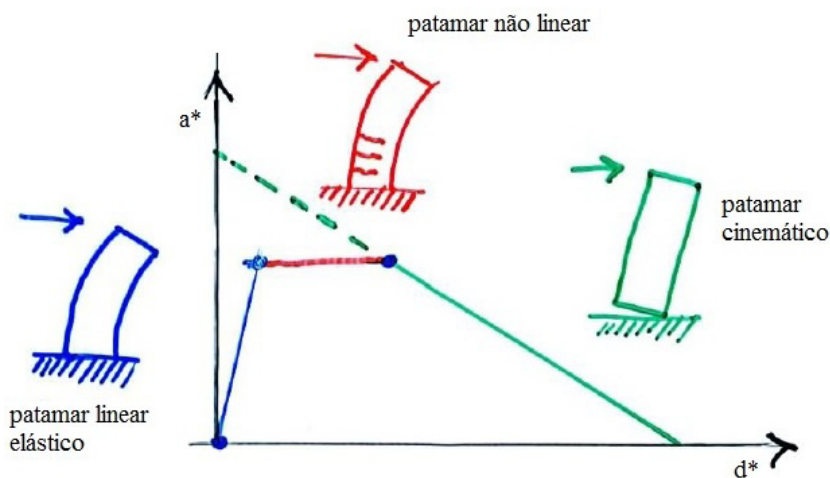


Fig. 30 – Representação da curva de capacidade referente à análise cinemática não linear (Ferretti, 2011)

3.4.3.e Determinação do oscilador elástico secante

Na fase seguinte é possível obter o deslocamento (d^*_0) que corresponde ao valor de deslocamento espectral quando a aceleração espectral é zero ($a^*=0$). A partir deste valor de deslocamento determina-se o deslocamento último resistente (d^*_u) de acordo com a expressão (49), e consecutivamente o valor do deslocamento referente ao limite de

plasticidade (d_s^*) necessário para a determinação do período oscilador secante (T_s) conforme a equação (50).

$$d_u^* = 0.4 \cdot d_0^* \quad (49)$$

$$d_s^* = 0.4 \cdot d_u^* \quad (50)$$

Posteriormente é possível obter a ordenada da aceleração correspondente ao limite de plasticidade (a_s^*) do ponto de intersecção da curva de capacidade com a reta que define o período oscilador secante. Para determinar o valor do período do oscilador recorre-se aos valores dados pelo ponto ($d_s^*; a_s^*$) a partir da equação (51).

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \quad (51)$$

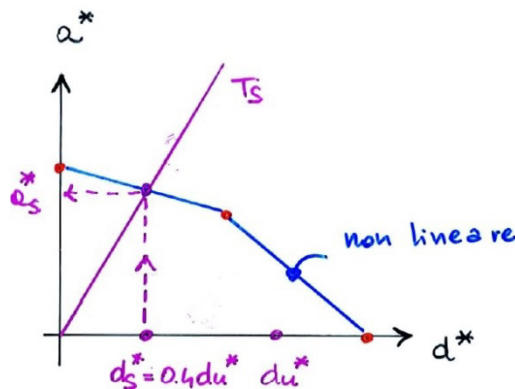


Fig. 31 – Intersecção da curva de capacidade com a reta que define o período oscilador secante (Ferretti, 2011)

3.4.3.f Confronto entre a capacidade resistente e a resposta sísmica

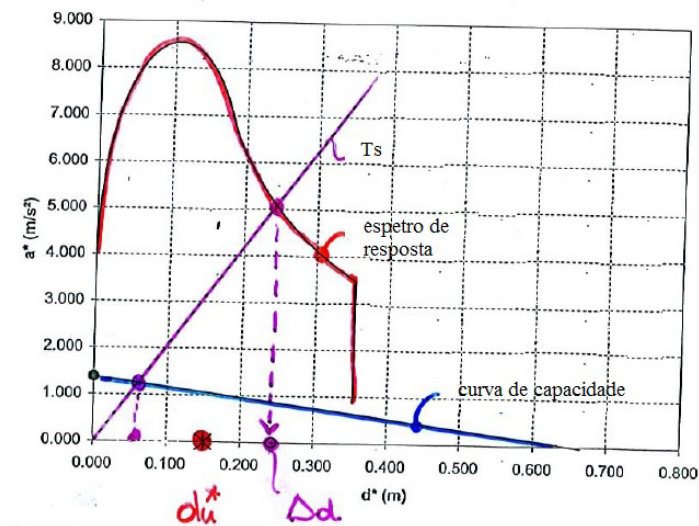
O esquema da Fig. 32 representa o modo como se obtém a resposta sísmica em termos do deslocamento (Δ_d) determinada a partir da aceleração (S_{De}) definida no espectro de resposta de verificação dos elementos estruturais referido na OPCM 3431 (2005) e também pela formulação apresentada na Circolare n. 617 (2009), sendo que, o maior destes dois valores é aquele que é considerado como sendo representativo da resposta à ação sísmica.

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA RESISTENTE

$$\Delta_d \begin{cases} S_{D_e}(T_s) \\ S_{D_e}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(T_s/T_1\right)^2}{\sqrt{\left(1-T_s/T_1\right)^2 + 0.02 \cdot (T_s/T_1)}} \end{cases}$$

Fig. 32 – Determinação do deslocamento associado à resposta da ação sísmica

A Fig. 33 apresenta graficamente como se obtém o deslocamento referente à exigência sísmica (Δ_d) que corresponde à interseção do período oscilador secante com o espectro de resposta.

Fig. 33 – Determinação do deslocamento Δ_d (Ferretti, 2011)

A verificação é feita pelo confronto entre o valor do deslocamento relativo à exigência sísmica e o deslocamento associado à capacidade resistente de acordo com a expressão (52):

$$\Delta_d \leq d_u^* \quad (52)$$

4 IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

4.1 Descrição geral do edifício

A igreja de Gondar localiza-se na freguesia de Gondar, concelho de Amarante tendo sido construída no século XII e posteriormente abandonada até à década de oitenta do século passado altura em que se procedeu à sua recuperação e restauração por parte da DGEMN (Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais) (Silva, 2008).

A igreja caracteriza-se pela sua simplicidade estrutural e arquitetónica constituída por três volumetrias de configuração retangular: a nave principal com $(15.70 \times 8.40) \text{ m}^2$; a capela-mor com $(8.4 \times 4.6) \text{ m}^2$ e a sacristia com $(4.3 \times 4.8) \text{ m}^2$ de acordo com a Fig. 34.

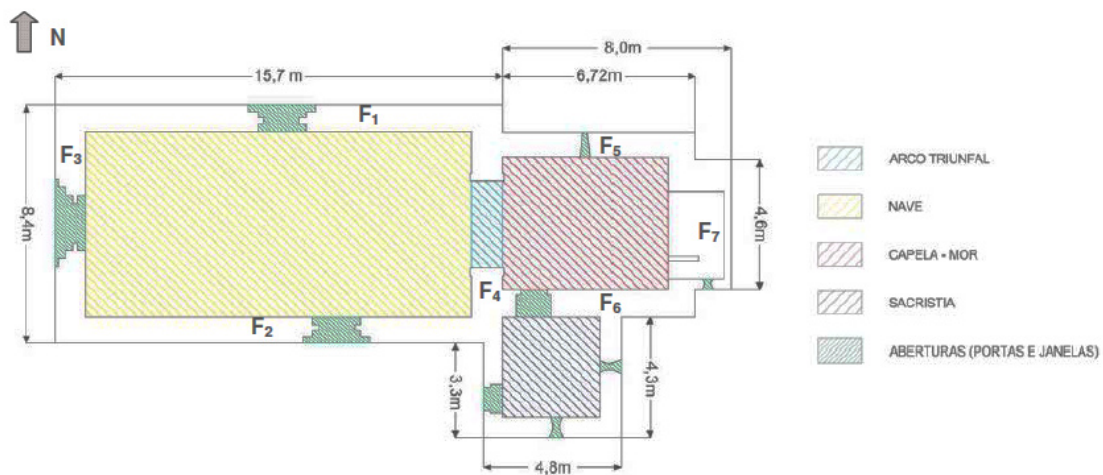


Fig. 34 – Planta arquitetónica da Igreja Velha de Gondar (Silva, 2008)

As paredes de cantaria têm, aproximadamente, um metro de espessura e são constituídas por duas folhas em blocos de granito aparelhados com forma paralelepípedica e regular, com interposição de juntas argamassadas, ligadas por travadores ortogonais ao plano da parede como se ilustra na Fig. 35.

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

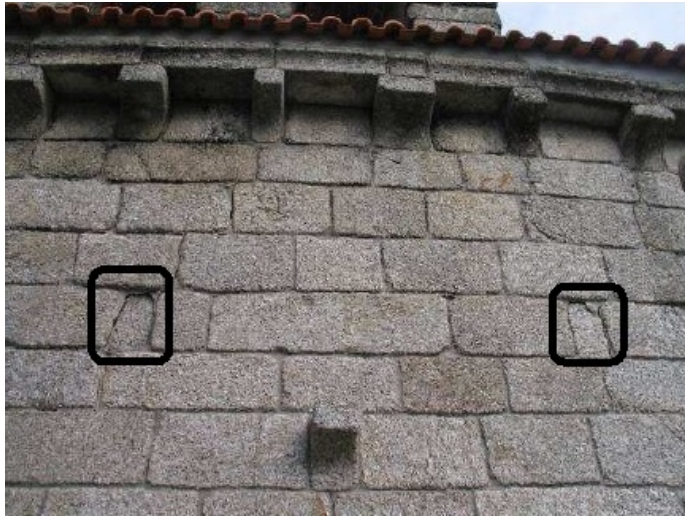


Fig. 35 – Localização dos travadores nas paredes de cantaria (Silva, 2008)

A cobertura da nave principal é formada por duas águas e a cobertura da sacristia é formada por três águas. A sua estrutura é formada por asnas de madeira de carvalho com vigas de madeira a funcionar como tirantes de acordo com a Fig. 36 espaçadas entre si de 0.45m e madres de cobertura de (0.10 x 0.12) m de secção.

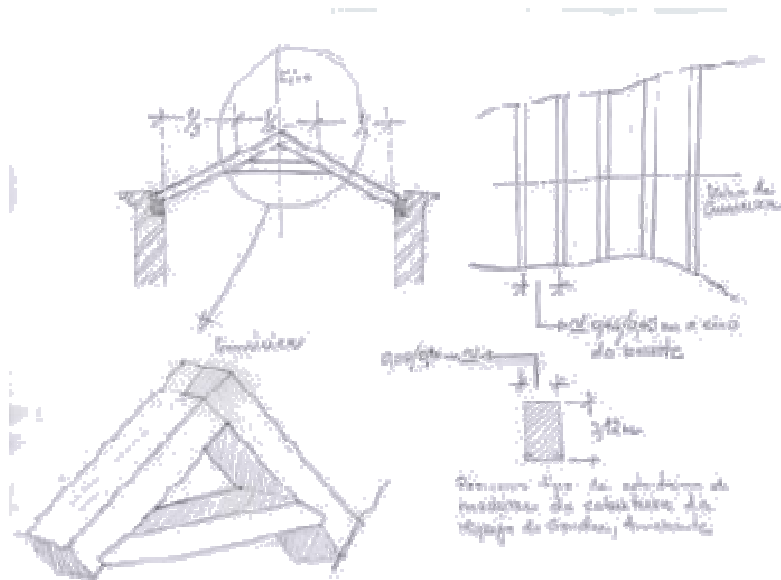


Fig. 36 – Representação esquemática dos elementos estruturais da cobertura (Silva, 2008)

4.2 Estudos anteriores

Nesta seção apresentam-se os resultados da análise do comportamento estrutural face às ações verticais e horizontais apresentados por Silva (2008) respeitantes ao caso de estudo da igreja de Gondar no qual foram utilizadas metodologias de análise mais detalhadas e complexas do que as utilizadas no presente trabalho.

No trabalho apresentado por Silva (2008) a modelação 3D da igreja é feita no programa Cast3M (CEA, 2013) recorrendo ao método dos elementos finitos, sendo a resposta estrutural avaliada através de análises dinâmicas não lineares, nas quais a ação sísmica é quantificada através de séries cronológicas de acelerações do solo e o comportamento (não linear) da alvenaria é representado através de um modelo de dano contínuo que permite identificar as zonas do edifício que apresentam maior dano.

4.2.1 Modelo geométrico

No trabalho referido utilizaram-se quatro modelos que diferem no seu nível de complexidade. No modelo MSVNL-A1 (Fig. 37), um dos usados nesse trabalho, a igreja é modelada com elementos de volume assumindo-se o comportamento não linear do material (neste contexto foi adotado o modelo de dano contínuo para simulação do comportamento não linear dos materiais).

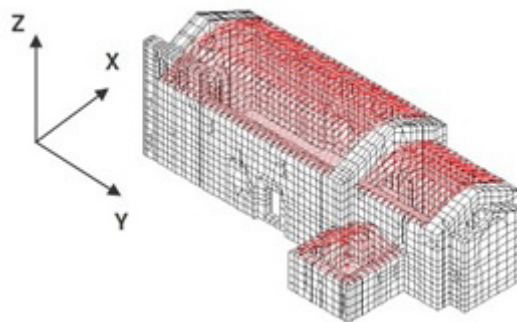


Fig. 37 – Modelos MSVNL-A1 (Silva, 2008)

4.2.2 Ação sísmica

No trabalho apresentado por Silva (2008) a definição da ação sísmica foi efetuada através de acelerogramas correspondentes a um gráfico de acelerações relativas em função do tempo. Considerou-se um acelerograma para as direções X e Y (SP1) e outro acelerograma para a direção Z (SP2), ambos para sismos próximos (Tipo 2). Posteriormente comparou-se o espectro de resposta dos acelerogramas gerados (espectro SP1 e espectro SP2) com o preconizado no Eurocódigo 8 (2010) como se ilustra na Fig. 38. Neste contexto pôde verificar-se que os sismos gerados pelos acelerogramas SP1 e SP2 são semelhantes ao preconizado no Eurocódigo 8 (2010).

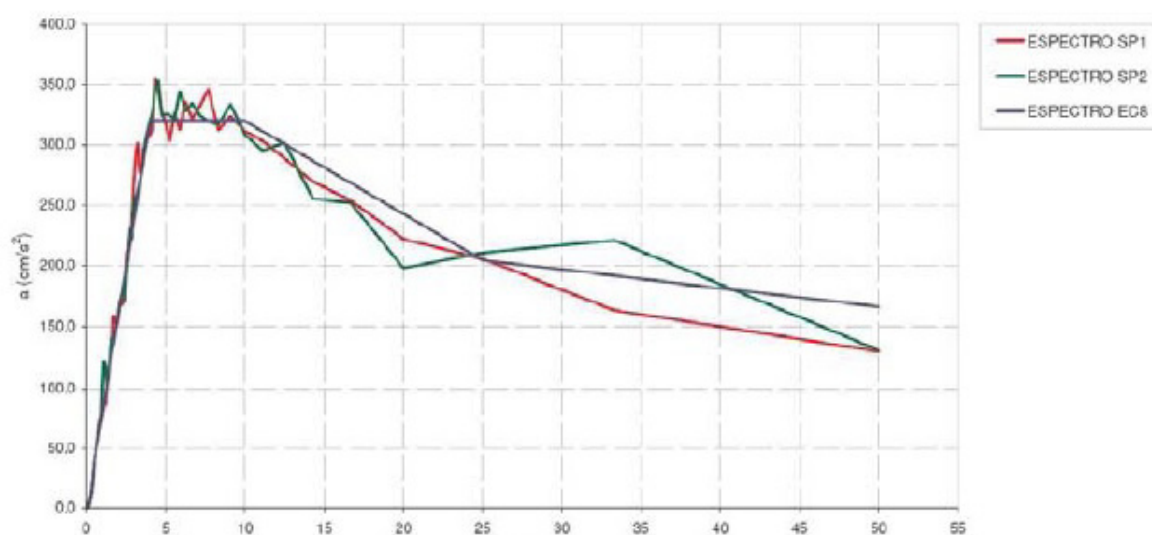


Fig. 38 – Espectro de resposta dos sismos próximos SP1 e SP2 (Silva, 2008)

Combinação de ações

No âmbito da análise sísmica apresentada por Silva (2008) foram consideradas quatro combinações de ações: a primeira combinação (Comb. 1) engloba as cargas permanentes e a ação sísmica na direção X (SP1); a segunda combinação (Comb. 2) engloba as cargas permanentes e a ação sísmica na direção Y (SP1); a terceira combinação (Comb. 3) engloba as cargas permanentes, a ação sísmica na direção X (SP1) e 90% da ação sísmica na direção Z (0.9SP2); a quarta combinação (Comb. 4) engloba as cargas permanentes, a ação sísmica na direção Y (SP1) e a 90% da ação sísmica na direção Z (0.9SP2).

4.2.3 Caracterização mecânica dos materiais

Alvenaria

Na Tabela 1 incluem-se os parâmetros usados no trabalho apresentado por Silva (2008) para caracterizar o comportamento mecânico dos materiais através de um modelo de dano contínuo. A notação dos parâmetros usados está representada na Tabela 2.

Estes parâmetros resultaram da calibração do modelo do dano contínuo através do ajuste de curvas numéricas às curvas experimentais obtidas em ensaios de materiais semelhantes aos aplicados na igreja (Silva, 2008). Em particular foram usados os resultados dos ensaios em prismas de alvenaria apresentados por Vasconcelos (2005), porém com alguns ajustes como no caso do parâmetro FCU1 que foi multiplicado por um fator de correção de 0.15.

Tabela 1 – Valores calibrados dos mecânicos da igreja de Gondar (Silva, 2008)

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES	PARÂMETROS	VALORES	UNIDADES
EXTP	-0.022	-	NCRI	1	-
STRP	-0.33e7	Pa	FTUL	1.0e5	Pa
EXT1	-0.0132	-	REDC	0.0	Pa
EXT2	-0.0157	-	FC01	-0.8e6	Pa
STR1	-0.246e7	Pa	RT45	1.0	-
STR2	-0.237e7	Pa	EXTU	-0.0245	-
YOUN	1.3e9	Pa	FCU1	-0.263e8	Pa
NU	0.25	-	HLEN	<i>dens</i> = 0.2	
RHO	2200	Kg/m ³	GVAL	50.0	J

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Tabela 2 – Notação usada para os parâmetros do modelo (Silva, 2008)

PARÂMETROS	DEFINIÇÃO
EXTP	Extensão de referência para o parâmetro plástico
STRP	Tensão de referência para o parâmetro plástico
EXT1 EXT2	Extensão de dois pontos de ajuste pertencentes à curva material
STR1 STR2	Tensões correspondentes aos pontos de ajuste
YOUN	Módulo de elasticidade
NU	Coefficiente de Poisson
RHO	Peso volúmico
NCRI	Crítério de amaciamento em tracção
FTU1	Tensão de tracção de pico
REDC	Factor de redução para a tracção de pico
FC01	Tensão de compressão limite elástica
RT45	Rácio de compressão equi-biaxial
EXTU	Extensão última
FCU1	Tensão de compressão de pico
HLEN	Comprimento efectivo
GVAL	Energia de fractura

Elementos de madeira

Na Tabela 3 incluem-se os valores dos parâmetros mecânicos dos elementos de madeira constituintes da cobertura em termos: da secção dos elementos (S_{MAD}); do módulo de elasticidade (E_{MAD}); da massa volúmica (ρ_{MAD}) e do coeficiente de poisson (ν_{MAD}).

Tabela 3 – Características mecânicas da madeira (Silva, 2008)

MATERIAL	S_{MAD} (m ²)	E_{MAD} (GPa)	ρ_{MAD} (Kg/m ³)	ν_{MAD}
Carvalho	0.012	14.0	650	0.37

4.2.4 Resultados da análise da igreja de Gondar

Os resultados obtidos a partir da análise sísmica são apresentados por Silva (2008) em termos do dano obtido por tração na estrutura da igreja para as várias combinações de ações consideradas (Comb. 1 e Comb. 2, Comb. 3 e Comb.4).

A Fig. 39 ilustra o dano de tração obtido com o modelo MSVNL-A1 para a combinação de ação Comb. 1. Analisando o padrão de dano observado entende-se que a maior concentração de dano por tração ocorre nas fachadas laterais da nave principal indicando um comportamento por flexão para fora do plano dessas paredes (Silva, 2008).

Além disso, verifica-se que o dano é mais grave nas zonas de interseção de paredes ortogonais (cor vermelha) sendo indicativo da deficiente ligação entre paredes.

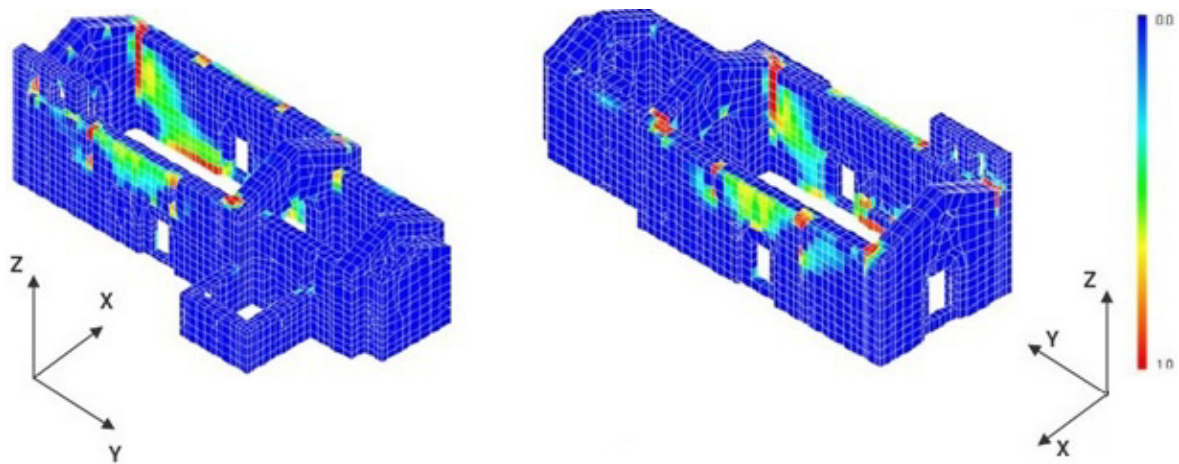


Fig. 39 – Mapa de dano de tração da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de ações Comb. 1 (Silva, 2008)

A Fig. 40 ilustra o dano de tração obtido com o modelo MSVNL-A1 em relação à combinação de ação Comb. 2. Nesta situação o dano ocorre nos cantos interiores da nave principal onde as fachadas se interseitam, nas zonas junto às frestas na face exterior nas fachadas laterais e ainda ao longo da linha vertical de flexão a meio da fachada frontal em ambas as faces (Silva, 2008).

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

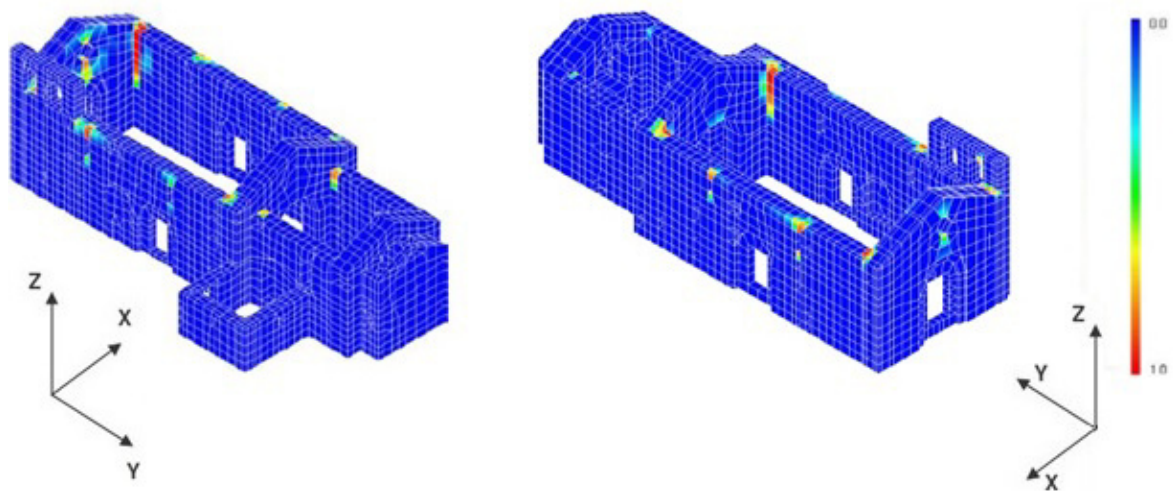


Fig. 40- Mapa de dano de tração da igreja (MSVNL-A1) para a combinação de ações Comb. 2 (Silva, 2008)

A Fig. 41 ilustra o dano de tração obtido no modelo MSVNL-A1 em relação às combinações de ações Comb. 3 e Comb. 4 relativas à componente vertical Z. Os resultados obtidos para estas combinações de ações não acrescentaram alterações significativas no padrão de dano observado em relação às combinações de ações Comb. 1 e Comb. 2, o que permite afirmar que a componente vertical da ação sísmica tem uma influência desprezável no comportamento global da estrutura da igreja (Silva, 2008).

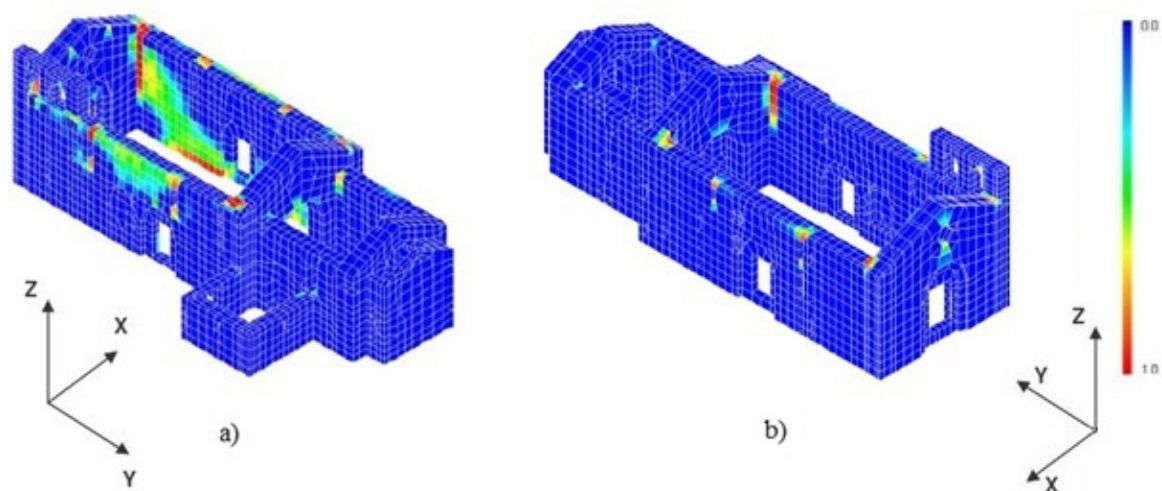


Fig. 41 - Mapa de dano de tração da igreja (MSVNL-A1); a) Comb. 3; b) Comb. 4; (Silva, 2008)

4.3 Investigação desenvolvida

4.3.1 Considerações iniciais

Selecionou-se a Igreja de Gondar como caso para modelação e caracterização da resposta global por se tratar de um edifício existente cuja resposta estrutural face à ação sísmica foi estudada num trabalho anterior recorrendo a análise dinâmicas não lineares. Neste trabalho elaborado em Silva (2008) são apresentados os dados necessários para caracterização geométrica, mecânica e das ações necessários para a modelação do caso de estudo.

O software de cálculo utilizado no contexto deste trabalho foi o 3Muri. Inicialmente encontraram-se algumas dificuldades na definição da geometria do edifício, motivo pela qual se adotaram vários modelos para a sua modelação apresentados na secção 4.2.1.

O software 3Muri considera apenas o comportamento das paredes no plano da ação sísmica, como referido na secção 3.4.1, admitindo que a resistência das paredes ortogonais à direção do sismo é insignificante para poder ser representada na resposta global do edifício. Para validar este aspeto procedeu-se ao estudo das paredes na direção perpendicular ao plano através da aplicação de modelos cinemáticos. Para o efeito foram comparados os deslocamentos obtidos na direção paralela ao plano das paredes obtidos na análise 3D com o modelo implementado no 3Muri e os correspondentes deslocamentos obtidos através de uma análise cinemática não linear.

Na fase seguinte procedeu-se ao estudo da sensibilidade paramétrica com o objetivo de compreender a influência da variação dos parâmetros nos resultados finais apresentados na curva de capacidade.

Posteriormente avaliou-se a resposta global do edifício em relação às ações horizontais através de uma análise estática não linear efetuada no software 3Muri e em relação às ações verticais através de uma análise estática global também efetuada no software 3Muri com recurso à norma D. M. (2008).

No Anexo 4.3.1 encontra-se os procedimentos de cálculo aplicado a um caso genérico de modo a compreender o funcionamento do programa.

4.3.2 Discretização geométrica

Neste capítulo serão apresentados os modelos geométricos definidos no programa 3Muri para representar o comportamento da igreja. Foram definidos quatro modelos que diferem entre si no detalhe com que são representadas as diversas volumetrias constituintes da igreja e na cobertura. Neste contexto as opções consideradas são apresentadas com a seguinte notação:

Modelo M1-S – modelo geométrico considerando apenas a nave principal sem os elementos da cobertura inclinada.

Modelo M1-C – modelo geométrico considerando apenas a nave principal com elementos da cobertura inclinada.

Modelo M2-S – modelo geométrico considerando todas as volumetrias ao nível da nave principal sem elementos da cobertura inclinada.

Modelo M3-S – modelo geométrico considerando todas as volumetrias da igreja sem elementos da cobertura inclinada.

Os modelos foram gerados no programa 3Muri recorrendo aos procedimentos para definição das características geométricas descritos no Anexo 4.3.1.

4.3.2.a Modelo M1

Nos modelos M1-S e M1-C é discretizada apenas a zona da nave principal, sendo que a diferença entre os dois reside no facto de que no modelo M1-S (Fig. 42a) não são discretizados os elementos da cobertura inclinada e o frontão das paredes transversais, enquanto no modelo M1-C (Fig. 42b) esses elementos são modelados. No modelo M1-S a cobertura é simulada através de um pavimento flexível.

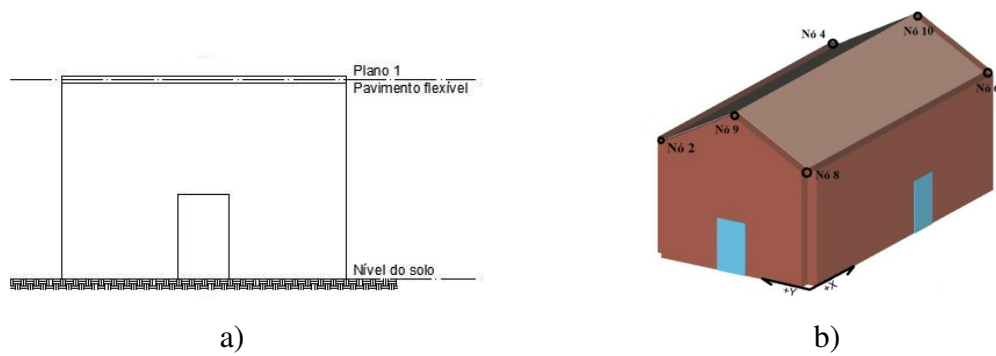


Fig. 42 – Modelo M1 da nave principal: a) sem cobertura M1-S (alçado oeste) e b) com cobertura M1-C (perspetiva)

No caso do modelo M1-S consideram-se ainda quatro variantes para a sua representação geométrica no que se refere à representação de planos horizontais intermédios, em relação aos quais é feita a análise da resposta sísmica global, apresentada mais à frente na secção 4.3.5, com o objetivo de identificar a influência desses pisos intermédios na resposta da estrutura.

4.3.2.b Modelo M2

Com o modelo M2-S pretendeu-se representar de uma forma mais aproximada a geometria real dos vários volumes constituintes da igreja.

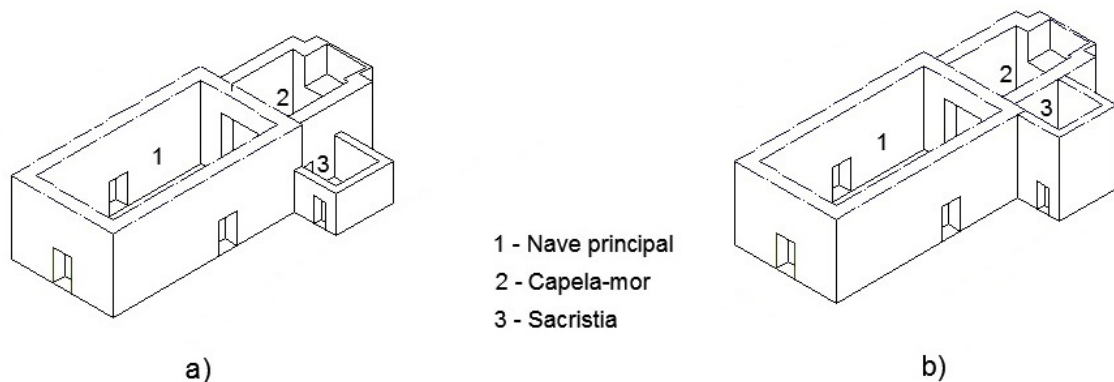


Fig. 43 – Modelo M2-S: a) geometria real das paredes da igreja e b) aproximação considerada no modelo M2-S

Como será referido mais à frente neste trabalho, os resultados da análise do modelo M2-S permitiram estabelecer uma comparação com os resultados obtidos com o modelo

M1-S e assim avaliar em que medida a simplificação do modelo M1-S, restrito à representação da nave principal, afeta os parâmetros de resposta estrutural da igreja.

Para este caso, não é apresentada a opção do modelo com cobertura porque a introdução dos elementos estruturais da cobertura conduz ao aumento do número de nós do modelo e na data da realização desta análise a versão usada (versão de demonstração) tinha uma limitação do número de nós do modelo, que com a cobertura ultrapassava esse limite.

4.3.2.c Modelo M3

No modelo M3-S pretendeu-se discretizar a irregularidade verificada em altura, associada às várias volumetrias da igreja. Neste caso a estratégia para definir a geometria real do edifício é feita à custa da introdução de vários níveis fictícios através da introdução de planos fictícios. A Fig. 44 esquematiza os planos necessários para a definição da geometria e respetivas cotagens.

Com vista a identificar a influência da introdução dos planos intermédios (fictícios) na resposta global, procedeu-se à análise do modelo M1-S (ver secção 4.3.5) considerando várias opções de modelação com e sem níveis intermédios. Tendo-se verificado que a introdução de planos intermédios (fictícios) influencia a resposta estrutural, optou-se abandonar a análise com o modelo M3-S e avaliar a resposta estrutural da igreja com os modelos de geometria mais simplificada anteriormente apresentados.

Neste contexto importa referir que a opção de abandonar a análise com este modelo mais aproximado se deveu ao facto de que na fase de geração do modelo não se exploram as opções mais avançadas para introdução e edição dos macro-elementos que como já referido se baseou em procedimentos mais simples e intuitivos do que os que implicam a introdução e edição direta dos macro-elementos.

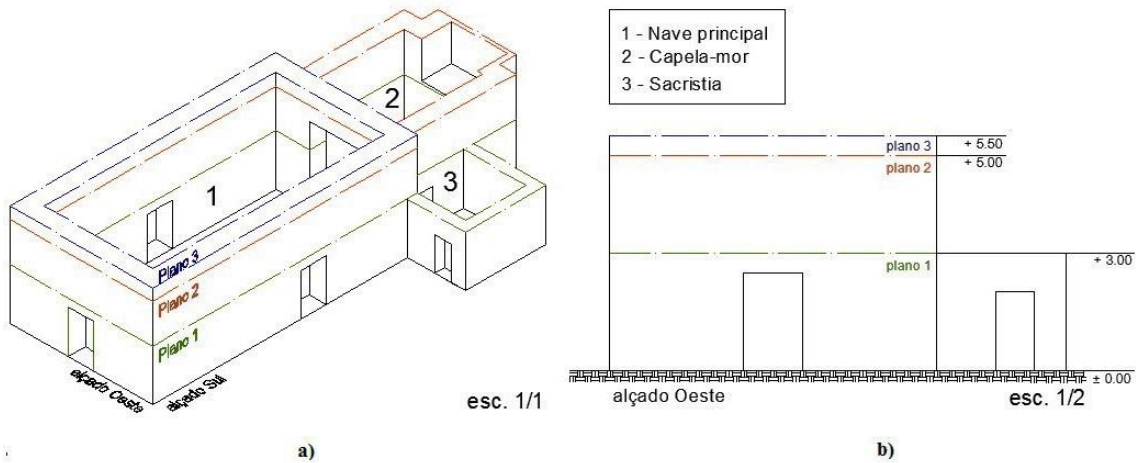


Fig. 44 – Modelo M3-S com a representação dos planos intermédios: a) perspectiva; b) alçado oeste com cotação dos planos

4.3.3 Parâmetros dos materiais

Como já referido, o caso da igreja de Gondar apresentado por Silva (2008) foi escolhido por se tratar de um estudo numérico através de um modelo detalhado e calibrado com base em resultados experimentais relativos a paredes executadas e ensaiadas em laboratório e outros resultados de ensaios laboratoriais apresentados por outros autores (Vasconcelos, 2005).

Neste contexto, os valores apresentados na Tabela 4 com a notação (*), nomeadamente, a resistência à compressão (f_m), o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o peso específico (γ), referem-se aos parâmetros calibrados para as modelações apresentadas no trabalho citado (Silva, 2008), também resumidos na secção 4.2. A alvenaria é considerada sem resistência à tração (f_t) de acordo com a hipótese considerada no modelo 3Muri, que despreza a reduzida resistência à tração das paredes de alvenaria. O valor da resistência ao corte (τ) representa um valor intermédio em relação ao intervalo de valores indicados na OPCM 3431 (2005) para paredes de alvenaria de dimensão irregular e boa ligação entre elementos. O valor do módulo de distorção foi determinado a partir da relação elástica apresentada na expressão (53).

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (53)$$

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Tabela 4 – Parâmetros mecânicos da alvenaria adotados para o caso de estudo

f_t (N/mm ²)	f_m (N/mm ²)	τ (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	ν	γ (kN/m ³)
0.0	2.625 ^(*)	6.5	1300.0 ^(*)	520.0	0.25 ^(*)	22.0 ^(*)

(*) parâmetros calibrados com base em ensaios experimentais retirados do trabalho consultado (Silva, 2008)

Tendo como base os valores anteriormente indicados para os parâmetros dos materiais é feito na secção 4.3.5.c um estudo de sensibilidade da resposta estrutural do modelo M1-S, fazendo variar estes parâmetros para valores inferiores e para valores superiores em relação aos valores de referência indicados na Tabela 4.

Na Tabela 5 incluem-se as características mecânicas usadas para a definição dos elementos de madeira que compõe a cobertura, correspondendo aos valores considerados no estudo apresentado por Silva (2008) e também apresentados na Tabela 3.

Tabela 5 - Características mecânicas da madeira (Silva, 2008)

Material	Secção dos elementos resistentes (m ²)	E (MPa)	ρ (kN/m ³)
Carvalho	0.012	14000	6.50

4.3.4 Ações

As ações consideradas na análise da igreja de Gondar correspondem às ações verticais (ação permanente e sobrecarga) e à ação sísmica.

As ações foram combinadas de acordo com os critérios de combinação do Eurocódigo 0 (2009), considerando as correspondentes combinações de ações para as ações variáveis de base de sobrecarga e do sismo.

Para a ação combinação com a ação variável de base da sobrecarga a análise é feita em termos de estados limites últimos (ULS). As ações verticais são definidas com coeficientes parciais de segurança de 1.35 para as cargas permanentes e de 1.5 para as sobrecargas. Os valores considerados para as ações verticais são apresentados na secção 0

A análise sísmica é feita em termos de estados limites últimos (ULS) e estados limites de dano (DLS). A ação sísmica é definida através do espectro de resposta

recomendado pelo Eurocódigo 8 (2010), sendo os correspondentes parâmetros apresentados na secção 0.

Ações verticais

As ações permanentes correspondentes aos elementos da cobertura (considerados no modelo M1-C) e da alvenaria foram quantificadas de acordo com o trabalho de referência (Silva, 2008). Os correspondentes valores estão incluídos na Tabela 6.

Tabela 6 – Ações de permanentes da cobertura

Designação	Cargas permanentes (kN/m²)
Varas (0.7 x 0.7 m ² //0.45m)	0.0381
Ripas (0.025x0.05m ² // 0.35m)	0.0125
Sub-telha onduline	0.04
Telha lusa meia cana	0.5
Forro (e=2.0cm)	0.13
sobrecarga	0.3
TOTAL	≈ 1.02

Tabela 7 – Peso próprio da alvenaria

Designação	Cargas permanentes (kN/m³)
Alvenaria	22

Nos modelos sem cobertura inclinada optou-se por colocar um pavimento flexível sem ações verticais que permitisse simular o modelo sem cobertura inclinada uma vez que não se conseguiu gerar o modelo considerando um plano fictício (abertura).

Ação sísmica

A definição da ação sísmica é feita de acordo com o Eurocódigo 8 (2010) atendendo aos parâmetros de resposta elástica (espectro elástico) em função da zona de atuação do sismo.

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

O espectro inelástico usado na análise estática não linear é obtido a partir do espectro elástico através do procedimento descrito anteriormente no capítulo 3. Este procedimento encontra-se implementado no programa 3Muri.

O Eurocódigo 8 (2010) admite dois tipos de ação sísmica: *i)* a ação sísmica correspondente aos sismos do tipo I, também designados de sismos afastados, por ocorrerem devido a fenómenos interplacas com epicentros localizados em zonas afastadas das construções, sendo que, os fenómenos interplacas responsáveis pelos sismos afastados que afetam as construções no território de Portugal Continental situam-se a sul de Portugal Continual entre as placas Europeia e Africana e *ii)* a ação sísmica corresponde aos sismos de tipo II ou sismos próximos, com epicentros na zona de Benavente e originados por fenómenos intraplacas.

Na análise do caso de estudo considerou-se apenas a ação sísmica do tipo II. A ação sísmica do tipo I não foi considerada porque nos resultados do trabalho apresentado por Silva (2008), no qual foi analisada a resposta da igreja à ação dos sismos através de um cálculo dinâmico não linear, verificou-se que para o caso de estudo é mais gravosa a resposta para os sismos tipo II do que para os sismos tipo I.

Na Tabela 8 apresentam-se os parâmetros para definição do espectro de resposta elástico que caracteriza a ação sísmica a aplicar no caso de estudo. Os parâmetros são traduzidos em termos da zona sísmica, acelerações máximas de referência (a_{gR}) e do tipo de terreno de fundação, definidos com base na parte 1 do EC8 e complementados com o Documento Nacional de Aplicação (DNA), tendo sido também esses parâmetros usados no trabalho de referência (Silva, 2008).

O edifício localizado na zona norte (zona 5) é classificado com a classe de importância III e um coeficiente de importância $\gamma_I = 1.2$, e corresponde ao valor de $1.2 \cdot a_{gR}$ (uma vez que $a_g = \gamma_I a_{gR}$). O terreno de fundação, considerado do tipo C, corresponde a depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros. S é o coeficiente de solo que multiplica a aceleração de solo de dimensionamento, i.e., na prática transforma a aceleração de solo de dimensionamento, que é definida para um solo tipo A, na aceleração ao nível do solo para outros tipos de solo. T_B , T_C e T_D são os valores de período de referência definidos no EC8 para cada tipo de sismo em função do tipo de solo e que na prática permitem “moldar” a forma do espectro.

Tabela 8 - Parâmetros de resposta elástica para a ação sísmica do tipo II (Silva, 2008)

Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Tipo de terreno	$S_{máx.}$	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
2.5	0.80	C	1.5	0.1	0.25	1.2

De acordo com o EC8 os espectros de resposta elásticos para as componentes horizontais são definidos pelas expressões (54) a (57):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (54)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (55)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (56)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (57)$$

em que $S_e(T)$ é ordenada do espectro de resposta elástico (m/s²); T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s); η é o fator que traduz a influência do amortecimento ($\eta=1$ para $\xi=5\%$) e os parâmetros a_g , S , T_B , T_C e T_D têm os significados já apresentados.

O espectro de resposta elástico e o espectro de resposta inelástico são gerados internamente pelo programa 3Muri.

4.3.5 Análise de sensibilidade aos parâmetros do modelo

4.3.5.a Influência do tipo de pisos

Nesta secção apresentam-se os resultados da análise de quatro variantes do modelo M1-S que diferem entre si no que se refere à representação dos planos horizontais intermédios como se representa na Fig. 42.

O objetivo para o estudo destes quatro modelos está relacionado com o facto de se pretender avaliar a influência na resposta da estrutura da introdução de planos intermédios (fictícios) que se mostraram ser necessários para a discretização da geometria real da igreja, especificamente no que se refere à definição da irregularidade da altura das paredes dos volumes constituintes (capela-mor, nave principal e sacristia), como anteriormente referido na descrição do modelo M3-S, e assim verificar se este aspeto pode conduzir a resultados que não representem o comportamento real do edifício. Para além disso, através da comparação dos resultados dos quatro modelos ilustrados na Fig. 42, pretendeu-se também ganhar sensibilidade para a análise da resposta estrutural.

O plano intermédio representado nos modelos corresponde à cota de topo das paredes da sacristia. Nesta fase a cobertura foi modelada através de planos horizontais com pavimentos flexíveis uma vez que não se dispunha na data de realização desta análise de uma versão do programa que permitisse a introdução de coberturas inclinadas. Nos parágrafos seguintes incluem-se mais detalhes sobre a constituição dos modelos.

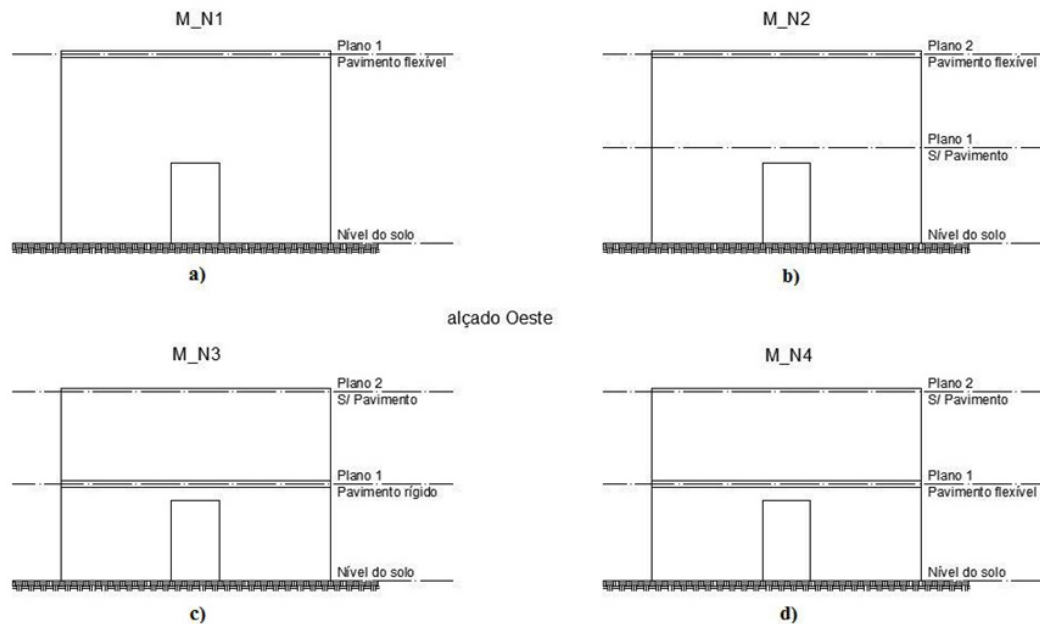


Fig. 45 – Modelos da nave principal: a) modelo M1-S; b) modelo M1-Sa; c) modelo M1-Sr; d) modelo M1-Sf

O modelo M1-S apresenta apenas um plano localizado no topo da nave no qual se considera um pavimento flexível para simulação da cobertura. Neste caso é expectável que as paredes laterais tenham um comportamento uniforme ao longo da sua altura. O modelo M1-Sa é semelhante ao anterior mas neste caso optou-se por adicionar um plano intermédio sem pavimento para averiguar o efeito da introdução deste plano intermédio. No modelo M1-Sr foram definidos dois planos horizontais, um pavimento rígido no nível intermédio (plano 1) e um pavimento flexível ao nível da cota da cobertura. O modelo M1-Sf tem dois planos tal como o modelo anterior mas apresenta um pavimento flexível ao nível do plano intermédio. Os modelos M1-Sr e M1-Sf são considerados para efeitos comparativos com os restantes modelos.

Nos parágrafos seguintes apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos com a análise dos modelos M1-S, M1-Sa, M1-Sr, M1-Sf. A análise é feita em termos da deformada e dos mecanismos de rotura, numa das paredes do modelo (parede 4), obtidos face à aplicação das ações do peso próprio, sobrecarga e ação sísmica regulamentar (EC8). Complementarmente, mas não menos importante, é feita a interpretação da discretização em macro-elementos obtida através dos procedimentos (automáticos) de geração do modelo disponíveis no 3Muri.

Modelo M1-S

A Fig. 46 mostra a deformada em alçado e em planta, verificando-se como era expectável, uma configuração de deformada caracterizada por deslocamentos laterais com evolução linear em altura. Verifica-se também que os painéis-pilar da parede 4 apresentam dano por corte (elementos a amarelo claro na Fig. 46) enquanto as vigas-lintel da parede exibem dano por flexão (elementos a rosa escuro na Fig. 46).

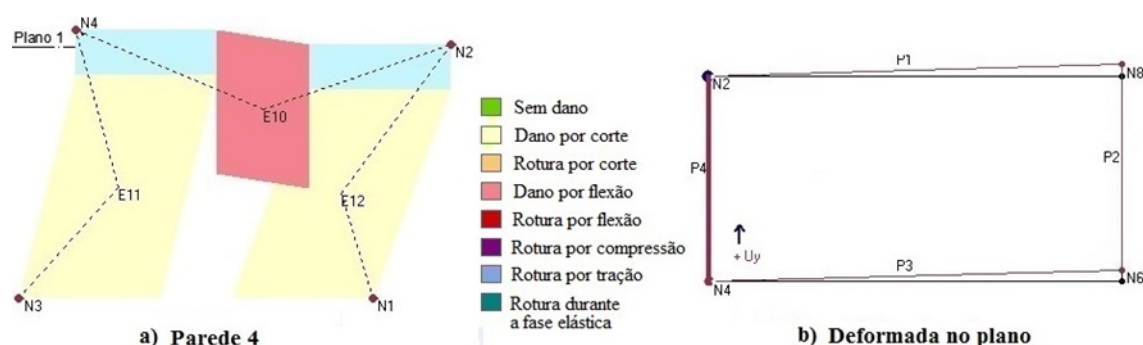


Fig. 46 - Deformada do modelo M1-S: a) em alçado e b) em planta

Modelo M1-Sa

O modelo M1-Sa mostra um comportamento muito diferente do anterior porque a criação de um plano intermédio implica uma diferente subdivisão da parede em macro-elementos (dois painéis-pilar a baixo do plano e uma viga-lintel acima do plano 1, na parede 4) e a distribuição das forças sísmicas também é diferente pois passam a ser aplicadas também ao nível do plano intermédio fictício (plano 1).

Os resultados obtidos com este modelo mostram que a criação de um piso intermédio fictício apesar de não incluir elementos horizontais para formar um pavimento conduz à mobilização de modos de rotura distintos dos do caso anterior. Nos elementos painéis-pilar da parede 4, localizados abaixo do plano 1, ocorre rotura por corte e no elemento viga-lintel acima deste nível não se verifica qualquer tipo de dano (Fig. 47a).

Os resultados mostram também um aumento da deformabilidade da estrutura, e a deformada ilustrada em planta na Fig. 47b permite também verificar que não existe compatibilização dos deslocamentos horizontais das paredes, o que acontece porque não existem pisos rígidos a ligar as paredes.

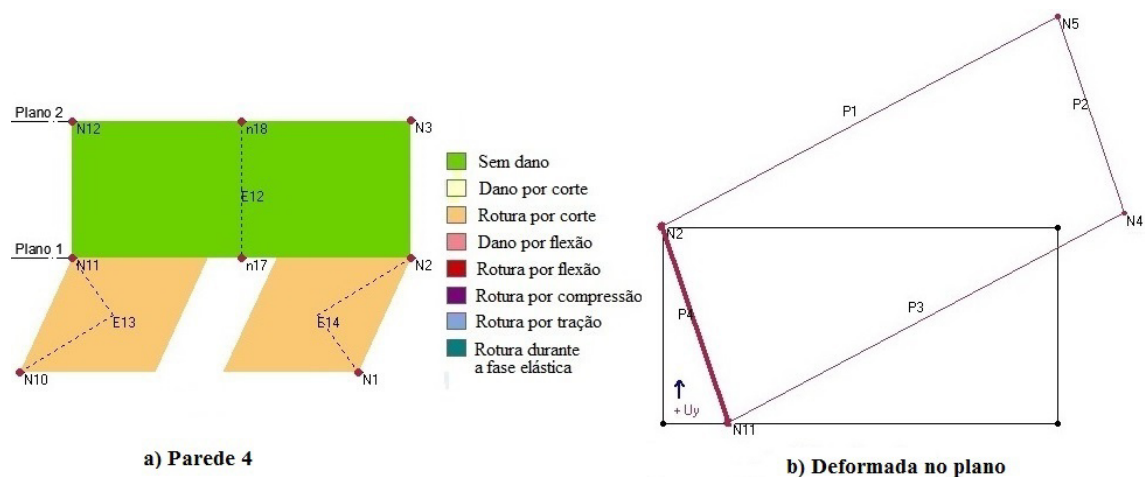


Fig. 47 - Deformada do modelo M1-Sa: a) em alçado e b) em planta

Modelo M1-Sr

A parede 4 do modelo M1-Sr apresenta dano por corte nos elementos painéis-pilar abaixo do plano 1 não apresentando qualquer tipo de dano nos elementos viga-lintel acima desse nível (ver Fig. 48a). A deformada (Fig. 48b) mostra menor deformabilidade que nos casos anteriores. Isto deve-se ao facto do pavimento rígido funcionar como diafragma rígido proporcionando uma distribuição mais eficaz das forças por todas as paredes que constituem a nave principal. Para além disso, verifica-se que ocorre compatibilização dos deslocamentos horizontais das paredes por efeito da presença do piso rígido.

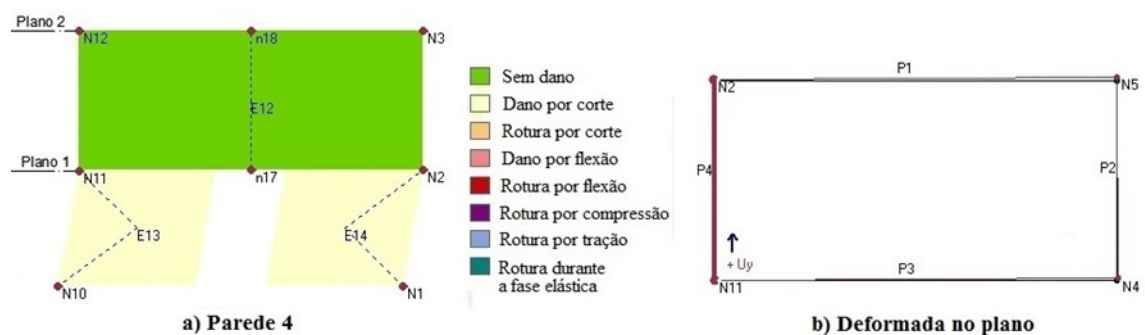


Fig. 48 - Deformada do modelo M1-Sr: a) em alçado e b) em planta

Modelo M1-Sf

O modelo M1-Sf mostra uma resposta semelhante à do modelo M1-Sa tanto no que se refere à deformada como no tipo de danos observados (ver Fig. 49).

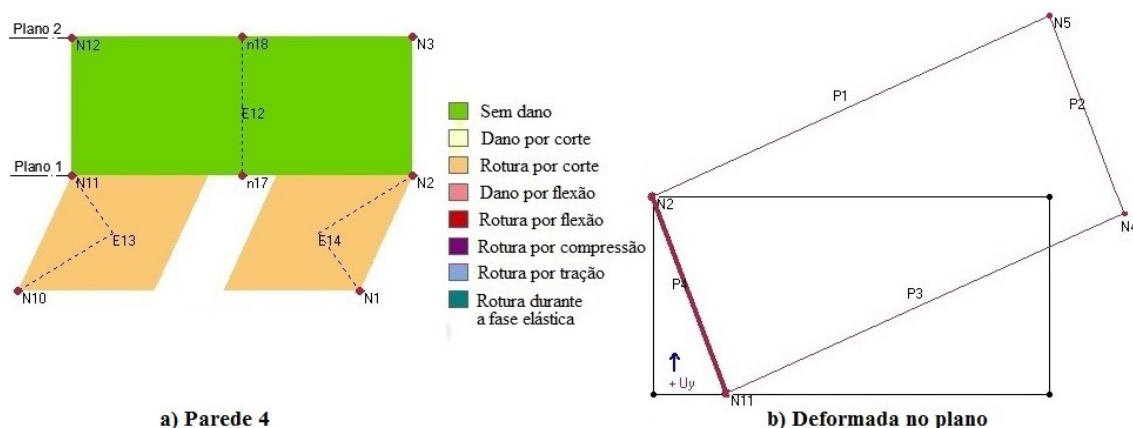


Fig. 49 – Deformada do modelo M1-Sf: a) em alçado e b) em planta

Como conclusão, com a análise dos modelos que foi apresentada nesta secção pretendeu-se averiguar se a introdução de planos intermédios fictícios (representada no modelo M1-Sa) poderia ser utilizada como forma de simular a geometria real do modelo global da igreja de Gondar usando os procedimentos de geração automática do modelo disponíveis no 3Muri.

Verificou-se que a discretização em macro-elementos gerada para o modelo M1-S (sem nível intermédio) é muito diferente da discretização usada no caso do modelo M1-Sa (com nível intermédio com abertura); e que a distribuição de macro-elementos representada neste último é igual à dos modelos M1-Sr e M1-Sf (ambos com pisos intermédios).

Verificou-se também que a introdução de planos intermédios fictícios sem elementos de piso (M1-Sa) conduziu a um funcionamento global idêntico ao obtido quando foram considerados pavimentos flexíveis (M1-Sf).

Nesta medida recorreu-se aos resultados do mapa de dano do trabalho consultado (Silva, 2008) de modo a identificar modos de rotura no plano como auxílio à seleção da variante do modelo M1. Os modos de rotura apresentados nos modelos do trabalho consultado (Silva, 2008) ocorrem principalmente nas paredes perpendiculares à ação sísmica, sendo que, houve alguma dificuldade em identificar modos de rotura no plano que

justificassem a seleção da variante do modelo M1 e que fossem concordantes com os modos de rotura apresentações nas variantes do modelo M1.

Assim, optou-se por prosseguir com a análise sísmica da igreja considerando os modelos geométricos M1-S, M1-C e M2-S para os quais não há necessidade de introdução de pisos intermédios fictícios e abandonou-se o modelo M3-S e as restantes variantes do modelo M1 (M1-Sa, M1-Sf e M1-Sr).

4.3.5.b Seleção do nó de controlo

Como referido na secção 3.4.2, o nó de controlo é um nó estrutural que se entende ser representativo do comportamento do edifício face às ações horizontais, estando associado ao primeiro macro-elemento a entrar em rotura. No programa 3Muri este ponto é escolhido pelo utilizador tendo em conta alguns critérios para a sua seleção.

Um dos critérios para seleção do nó de controlo corresponde a selecionar pontos situados no topo do edifício, uma vez que a deformada, admitida no modelo, é linearmente crescente, causando maiores deslocamentos no topo do edifício. Um critério complementar corresponde a realizar uma análise preliminar dos resultados do cálculo incremental do edifício, com vista a identificar os primeiros macro-elementos a entrar em rotura para as várias combinações da ação sísmica e assim verificar se o nó de controlo escolhido pertence ao primeiro macro-elemento a entrar em rotura.

Assim, para edifícios com reduzida regularidade é natural que seja necessário considerar a atribuição de vários nós de controlo, conforme a direção e sentido da ação sísmica considerada na análise estrutural.

Neste contexto, a escolha do nó de controlo no caso de estudo da igreja de Gondar baseou-se na realização de várias análises preliminares, selecionando-se em cada uma delas um nó de controlo diferente com o objetivo de identificar posteriormente o nó de controlo adequado ao caso de estudo.

No decorrer da análise verificou-se que os nós de controlo do modelo M1-S e do modelo M1-C foram os mesmos pelo que apenas se faz referência ao modelo M1-C.

Seleção do nó de controlo para o modelo M1-C

Para o caso do modelo M1-C foram realizadas seis análises, considerando em cada uma delas um dos nós localizados no topo do edifício e indicados na Fig. 50. Os resultados destas análises são apresentadas no Anexo 4.3.2 e resumidos nos parágrafos seguintes.

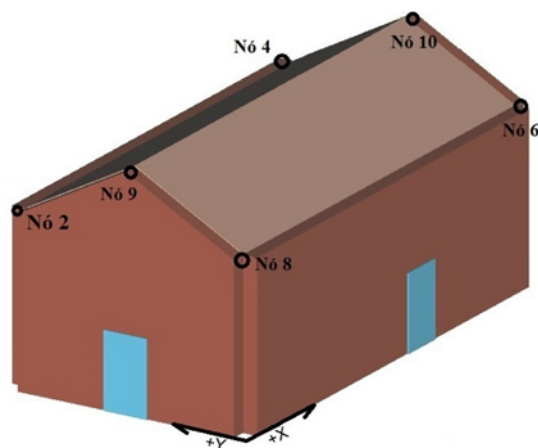


Fig. 50 – Nós de controlo considerados na análise preliminar do modelo M1

No Anexo 4.3.2 os resultados são apresentados em termos das deformadas obtidas para cada combinação da ação sísmica incluindo os valores dos deslocamentos máximos correspondentes à ação sísmica ($d_{máx.}$) e os deslocamentos resistentes, ambos associados ao nó de controlo para o estado limite último (ULS) e para o estado limite de dano (DLS). Incluem-se também os valores do deslocamento máximo obtido no nó mais deformável ($d_{def.}$). Com base nestes valores considera-se que se o valor obtido no nó mais deformável ($d_{def.}$) for igual ao valor do deslocamento resistente (d_u), em relação ao estado limite último, então o nó de controlo é adequado para a combinação de ações em análise. Se o valor de $d_{def.}$ for maior que o valor de d_u , referente ao estado limite último, significa que o nó de controlo foi mal selecionado para a combinação de ações em análise.

Analisando os resultados do cálculo em que o nó 2 foi considerado como nó de controlo, também resumidos na Tabela 9, pode verificar-se que os deslocamentos nodais máximos ($d_{def.}$) para as ações sísmicas +X, -Y e +Y registam-se nos nós 4, 6 e 10 e são mais elevados que os registados no nó 2 ($d_{def.}=d_u$), indicando que neste caso o nó de controlo (nó 2) não foi corretamente selecionado. Repetindo a análise dos resultados para os restantes casos apresentados no Anexo 4.3.2 confirmou-se que o nó 6 deve ser o

escolhido para nó de controlo para as quatro combinações de ações da ação sísmica +X e $\pm Y$ no caso de estudo da igreja de Gondar. Os resultados referentes ao modelo M1-S não estão apresentados sendo que os nós de controlo encontrados nesse modelo são os mesmo que os do modelo M1-C apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Deslocamentos nodais máximos obtidos com o nó 2 como nó de controlo (ver Anexo 4.3.2)

Sentido da ação sísmica	$d_{\text{def.cm}}$	Nó associado a $d_{\text{def.}}$
+X	27.27	Nó 6
-X	3.68	Nó 2
+Y	64.46	Nós 4, 6, 10
-Y	57.29	Nós 4, 6, 10

Seleção do nó de controlo para o modelo M2-S

No Anexo 4.3.3 apresentam-se os resultados da análise do modelo M2-S realizada com o objetivo de selecionar o nó de controlo usando os critérios referidos anteriormente para o modelo M1-C. Neste caso apenas são apresentadas as deformadas para as várias combinações de ações e indicados os nós de controlo e os nós onde se registou o deslocamento máximo $d_{\text{def.}}$, resumindo-se na Tabela 10 os nós de controlo associados a cada combinação de ação sísmica considerada.

Tabela 10 - Nós de controlo para o modelo M2-S (ver Anexo 4.3.2)

Sentido da ação sísmica	Nó associado a $d_{\text{def.}}$
+X	Nó 2
-X	Nó 12
+Y	Nó 6
-Y	Nó 6

4.3.5.c Análise de sensibilidade aos parâmetros dos materiais

Na tentativa de compreender a influência dos parâmetros mecânicos e físicos da alvenaria nos resultados mostrados na curva de capacidade bilinear referente ao modelo M1-S,

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

realizou-se um estudo de sensibilidade fazendo variar individualmente cada um dos parâmetros que definem o modelo material. Assim, consideraram-se como valores médios os valores dos parâmetros anteriormente apresentados na Tabela 4 e incluídos na Tabela 11 com a notação C.2, admitindo-se valores abaixo e outros acima, em relação aos anteriores (referência C.2), indicados na Tabela 11 com a designação de C.1 e C.3, respetivamente.

Para o coeficiente parcial de segurança (γ_m) foi considerado o valor de $\gamma_m = 2.0$ de acordo com a OPCM 3431 (2005) para edifícios com estruturas de alvenaria.

Tabela 11 - Parâmetros mecânicos e físicos utilizados na análise de sensibilidade

Designação	f_m (N/mm ²)	τ (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	γ (kN/m ³)
C.1	1.625	2.5	800	320	17
C.2	2.625	6.5	1300	520	22
C.3	3.625	10.5	1800	720	27

Os resultados são comparados em termos da curva de resposta força-deslocamento (F, d) sendo F a força correspondentes ao corte basal e d o deslocamento correspondente ao nó de controlo (curva de capacidade).

Variação do parâmetro de resistência média à compressão da alvenaria (f_m)

Na Fig. 51 apresentam-se os resultados correspondentes à análise do modelo M1-S em termos das três curvas de capacidade obtidas considerando em cada análise um dos valores do parâmetro da resistência à compressão indicados na Tabela 11 e os restantes parâmetros os que constam na segunda linha de valores da mesma tabela. Os valores de (F_y) e (d_y) correspondem ao ponto de cedência da curva caracterizado pela passagem do regime linear para o regime não linear.

A análise dos resultados mostra que a variação da resistência média à compressão da alvenaria (f_m) provoca modificações ligeiras na forma da curva de capacidade nomeadamente no ramo horizontal, não sendo registadas diferenças no ramo linear.

Analisando as diferenças percentuais da resistência global (F) incluídas entre parêntesis na Fig. 51 verifica-se que na análise C.3 estes valores estão compreendidos entre

0.2% e 1.8%. Em relação à análise C.1 os valores da resistência global estão compreendidos entre -0.4% e -3.0% permitindo concluir que as maiores variações percentuais ocorrem na direção $\pm Y$ da ação sísmica que corresponde à direção de menor rigidez do edifício. Como esperado verifica-se que a força de corte basal (F) evolui no mesmo sentido do parâmetro de resistência média à compressão (f_m), i.e., o aumento de (f_m) provoca o aumento de (F) e vice-versa.

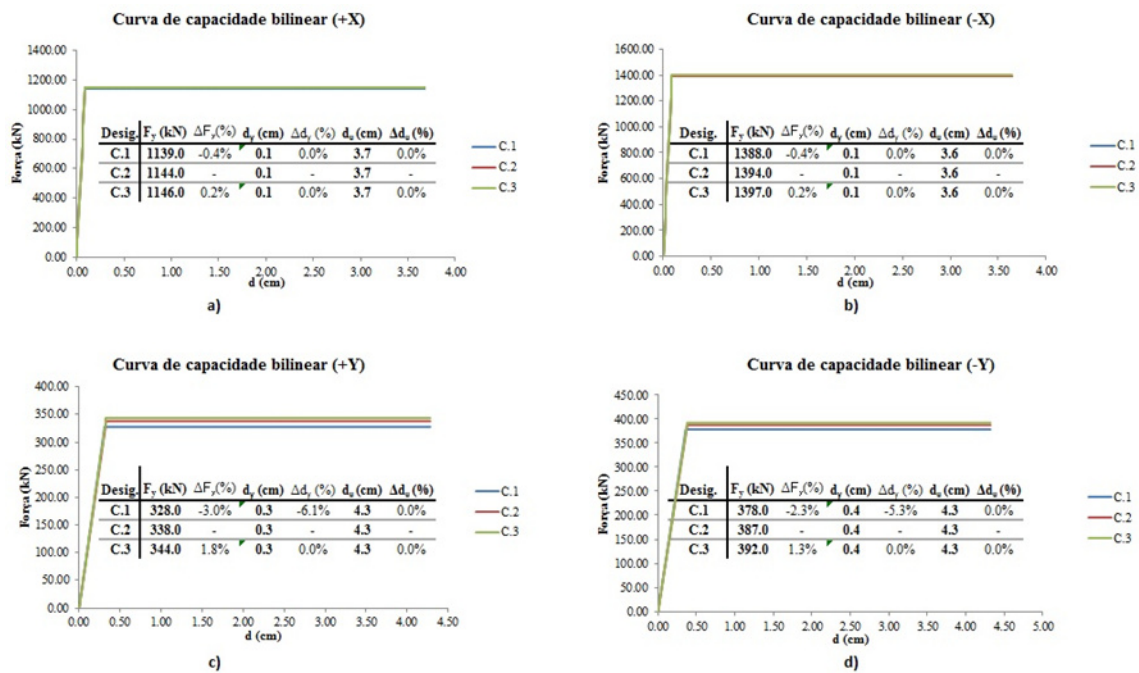


Fig. 51 – Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (f_m) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;

Variação do parâmetro de resistência ao corte média da alvenaria (τ)

A análise das curvas de capacidade obtidas com os três valores da resistência média ao corte da alvenaria (τ) (ver Fig. 52) mostra que não existe influência significativa deste parâmetro nos valores obtidos para a força de corte basal (F_y) e deslocamento de cedência (d_y). Verificando-se que o valor resistente do deslocamento (d_u) diminui 47.3% , 40.0% e 37.3% nos casos em que é considerado o valor mais baixo da resistência ao corte (τ) com a ação -X, +Y e -Y.

A análise dos resultados obtidos ao longo da história de carga permitiu identificar que os modos de rotura, que se desenvolvem nos macro-elementos que compõe o modelo,

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

ocorrem por flexão para todas as combinações de ações consideradas com os parâmetros C.2 e C.3 (mais elevados), bem como, no caso em que foi considerada a ação sísmica +X com os parâmetros C.1, portanto para os casos em que os resultados mostram variações pouco significativas.

Verificou-se também que a rotura ocorre por corte nos casos de análise nos quais se considera o valor mais baixo de τ e ação sísmica -X, +Y e -Y, e para os quais se registou diminuição de d_u , mostrando, como esperado que para valores mais baixos da resistência ao corte (τ) aumenta a possibilidade de formação de modos de rotura por corte.

Os menores valores obtidos para deslocamento resistente (d_u), nos casos em que ocorrem modos de rotura por corte, mostram também que diminui a capacidade de deformação para além do limite elástico (ductilidade).

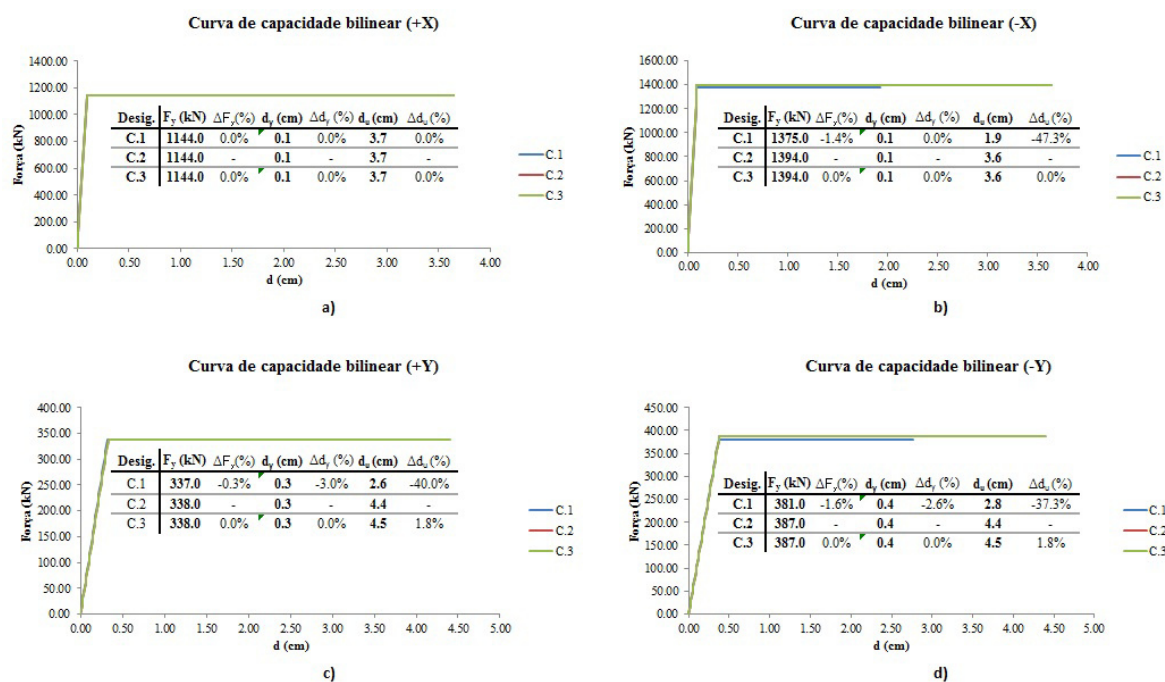


Fig. 52 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (τ) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;

Variação dos parâmetros: módulo de elasticidade (E) e módulo de distorção (G)

A variação do módulo de elasticidade (E) e do módulo de distorção (G) produzem o mesmo efeito na curva de capacidade, verificando-se, como expectável, que ocorre

alteração da inclinação da curva no ramo elástico sendo insignificantes as diferenças encontradas na resistência global da estrutura (ramo plástico).

De acordo com a Fig. 53 o afastamento do parâmetro do módulo de elasticidade (E) em relação ao valor de referência para valores superiores (curva C.3), como expectável, provocou um ligeiro aumento da inclinação do ramo linear, verificando-se que o ponto de cedência (d_y) dá-se prematuramente em relação à curva C.2 uma vez que a resistência final (F_y) quase não se altera. Na análise C.3, em termos percentuais, a variação do deslocamento d_y assume valores compreendidos entre -11.1% e -21.2% em relação à curva de referência (C.2). Na análise C.1 cujo valor do módulo de elasticidade é inferior ao valor de referência (C.2), mantendo-se todos os outros parâmetros de acordo com a análise C.2, a variação percentual do deslocamento d_y assume valores compreendidos entre 22.2% e 51.5%.

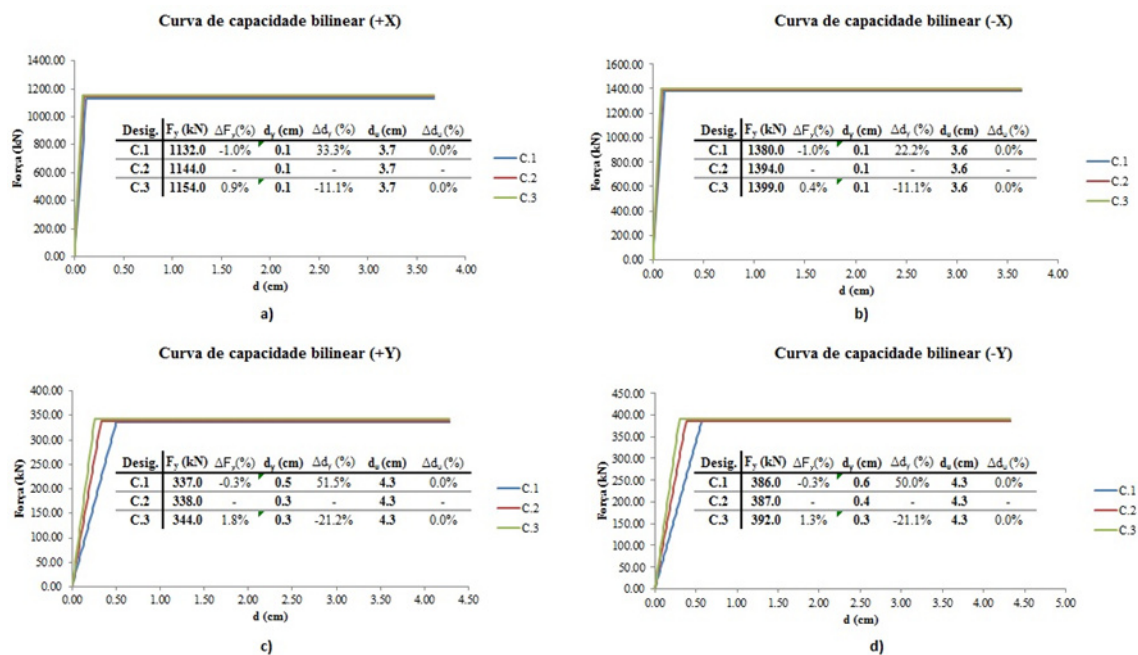


Fig. 53 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (E) para a: a) ação sísmica no sentido + X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;

Os resultados obtidos quando é considerada a variação do módulo de distorção (G) (ver Fig. 54) seguem o mesmo padrão observado para o módulo de elasticidade apresentado anteriormente havendo aumento da inclinação do tramo linear quando são considerados valores superiores de G (curva C.3). A variação percentual verificada no deslocamento de

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

cedência (d_y) das curvas C.3 em relação às curvas de referência (C.2) está compreendida entre -5.3% a -11.1%. Por sua vez as curvas C.1 apresentam valores de d_y entre 9.1% e 44.0% mais elevados que os registados nas curvas C.2.

Os resultados mostram ainda que relativamente à variação dos módulos de elasticidade (E) e de distorção (G), as maiores diferenças ocorrem quando é considerada a ação sísmica na direção de menor rigidez (X) tal como acontece com o parâmetro de resistência à compressão (f_m).

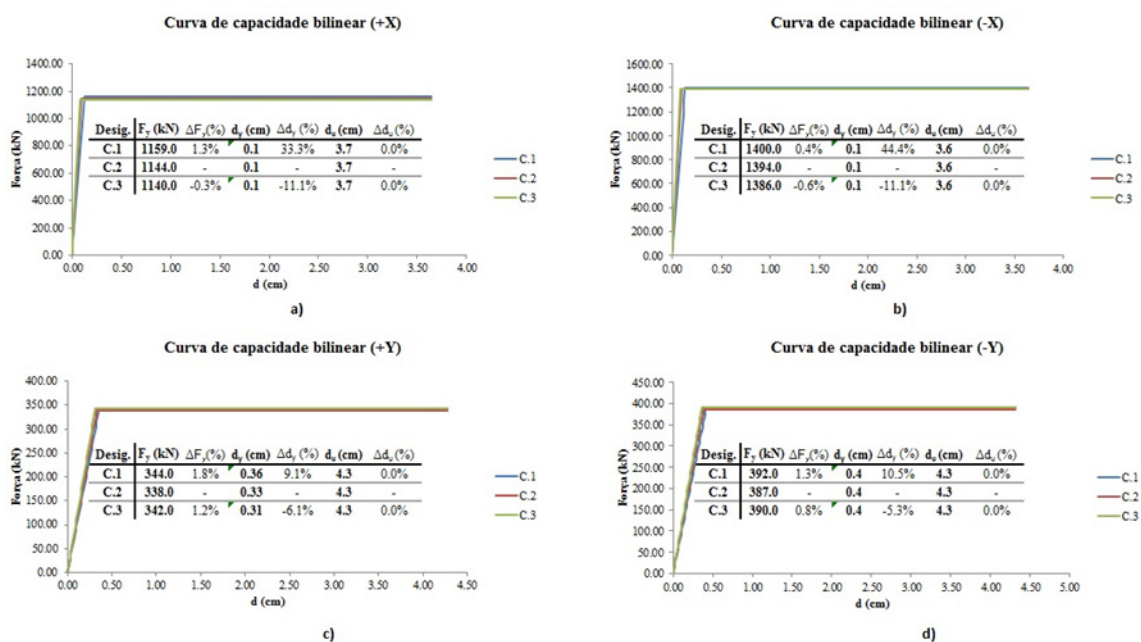


Fig. 54 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (G) para a: a) ação sísmica no sentido +X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;

Variação do peso específico da alvenaria (γ)

A influência observada nas curvas de capacidade devido à variação do peso específico (γ) (ver Fig. 55) ocorre ao nível da resistência global do edifício. Quanto maior é o peso específico da alvenaria, maior é a massa envolvida na mobilização das paredes na direção de atuação das forças sísmicas e naturalmente maior é a força necessária para a obtenção dos mesmos deslocamentos em relação às situações em que o peso específico é menor. Além disso verifica-se que na fase elástica a relação entre a resistência global do edifício e o correspondente deslocamento é similar nos três casos (C.1, C.2 e C.3) estabelecendo-se uma relação de proporcionalidade em função destas duas grandezas o que permite afirmar

que a rigidez (tanto maior quanto maior for a inclinação do tramo linear da curva de capacidade e tanto menor quanto menor for a inclinação do mesmo) caracterizada pelo ramo linear não se altera.

Quando é considerado o afastamento deste parâmetro para valores superiores (curva C.3) a variação da resistência global do edifício assume valores compreendidos entre 15.2% e 22.8%. No caso da análise C.1 os valores percentuais estão compreendidos entre -11.1% e -15.2%. Deste modo entende-se que a variação do peso específico está diretamente relacionada com a variação da resistência global do edifício, uma vez que a variação desta grandeza para valores superiores (curva C.3) e para valores inferiores (curva C.1) segue o mesmo padrão em relação à variação do parâmetro em causa (γ).

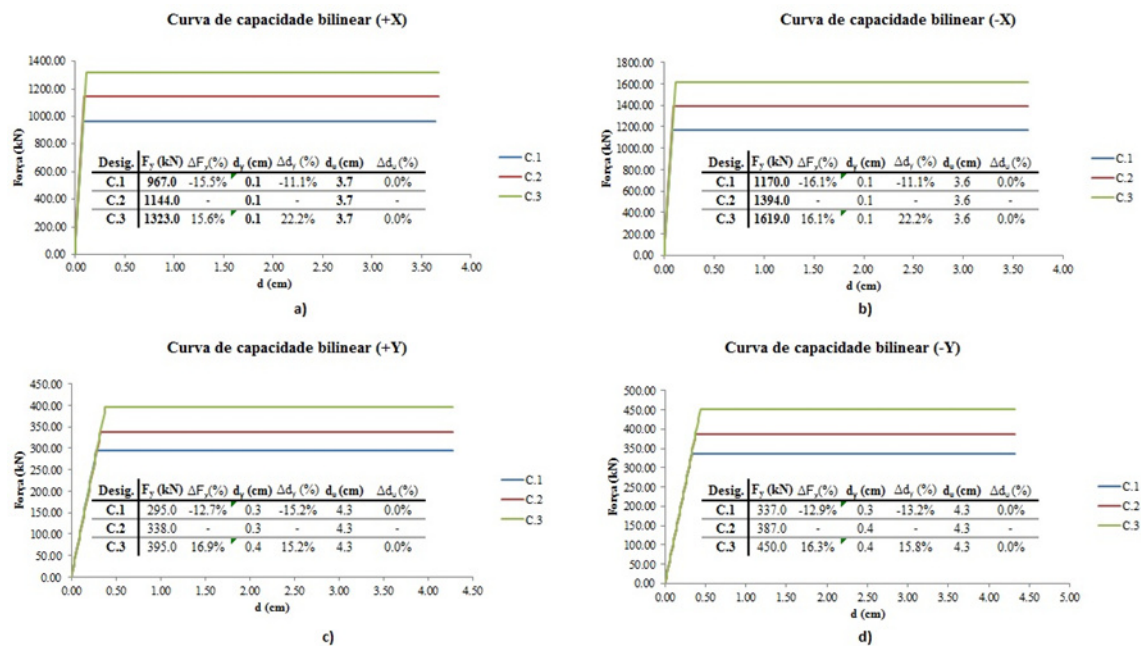


Fig. 55 - Curvas de capacidade relativas à variação do parâmetro (γ) para a: a) ação sísmica no sentido +X; b) ação sísmica no sentido -X; c) ação sísmica no sentido +Y; d) ação sísmica no sentido -Y;

Tendo em conta os parâmetros mecânicos analisados verifica-se que as maiores variações ocorrem para variações do módulo de elasticidade (E), do módulo de distorção (G) e do peso específico da alvenaria (γ). Para os dois primeiros parâmetros observa-se um padrão semelhante na variação ocorrida na curva de capacidade (variação da inclinação do tramo linear, i.e, variação da rigidez dos elementos que compõe o edifício) o que acontece porque estes dois parâmetros são proporcionais entre si. No último caso verifica-se que a

variação da resistência global é proporcional à variação do peso específico, uma vez que são muito semelhantes os correspondentes valores das variações percentuais entre as curvas C.1 e C.3 considerando o mesmo sentido da ação sísmica.

4.4 Resultados da análise estrutural da igreja de Gondar

Nesta secção são apresentados os resultados referentes à análise estrutural da igreja de Gondar. O estudo engloba a simulação e análise da resposta estática global face às ações verticais e a análise sísmica através da análise estática não linear (pushover). A primeira análise tem como objetivo a verificação dos esforços atuantes na estrutura devido à atuação das ações verticais (peso próprio) da cobertura, sobrecargas). A segunda análise tem como objetivo averiguar o desempenho sísmica da estrutura.

Adicionalmente é feita a análise modal da igreja, com o objetivo de determinar as características dinâmicas da estrutura (frequência próprias e modos de vibração) com vista a entender o seu comportamento dinâmico perante a ação sísmica

Os modelos utilizados nas referidas análises correspondem aos modelos M1-S, M1-C e M2-S apresentados anteriormente na 4.2.1. A opção para o estudo de vários modelos têm como principal objetivo averiguar o impacto das simplificações adotadas na representação da geometria no modelo M1-S em relação ao modelo M2-S, bem como averiguar a influência da cobertura nos resultados obtidos entre modelos M1-S e M1-C em relação aos diferentes modos como foi modelada (cobertura inclinada no modelo M1-C e pavimento flexível no modelo M1-S). Os materiais e as ações considerados foram já apresentados nas secções 4.3.3 e 4.3.4, respetivamente

4.4.1 Análise modal

A análise modal permite entender o comportamento dinâmico de uma estrutura através da análise das suas características dinâmicas, frequência e modos de vibração próprios, como referido anteriormente, mas também através da percentagem de massa da estrutura mobilizada em cada um dos modos gerados em cada direção (rácio de participação da massa (%)).

Neste contexto, nesta secção serão apresentados os resultados de oito modos de vibração, entre os 12 modos de vibração considerados, referentes aos modelos M1-S, M1-

C e M2-S incluindo as correspondentes frequências próprias (expressas em Hz) e rácios de participação modal (em percentagem).

Pretende-se deste modo destacar os modos de vibração mais participantes, analisar a respetiva configuração modal e estabelecer comparações entre as características dinâmicas dos modelos.

A escolha do número de modos de vibração a estudar teve como critério a mobilização de pelo menos 90% da massa em cada uma das direções X, Y. Neste critério não se teve em conta a direção Z uma vez que a reduzida componente da ação sísmica segundo esta direção é uma característica comum podendo deste modo ser desprezada.

Modelo M1-S

Na Tabela 12 incluem-se os valores das frequências próprias da estrutura para os oito modos de vibração considerados. As oito configurações modais estão incluídas no Anexo 4.4.1.

Tabela 12 – Frequências próprias do modelo M1-S

Modos de vibração	Frequência própria (Hz)	Massa mobilizada em X (Kg)	Massa mobilizada em Y (Kg)	Massa mobilizada em Z (Kg)
1	4.3	0.0	129338.0	2.0
2	5.5	0.0	162773.0	2.0
3	10.0	412.0	90.0	27.0
4	10.1	287749.0	1.0	12.0
5	19.9	77.0	1688.0	901.0
6	21.1	650.0	37.0	138061.0
7	21.8	568.0	1.0	66504.0
8	23.6	4485.0	11.0	42936.0

A Fig. 56 apresenta os rácios de participação da massa em termos percentuais para cada modo de vibração segundo a direção X (Mx), a direção Y (My) e a direção Z (Mz) respeitantes ao modelo M1-S.

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

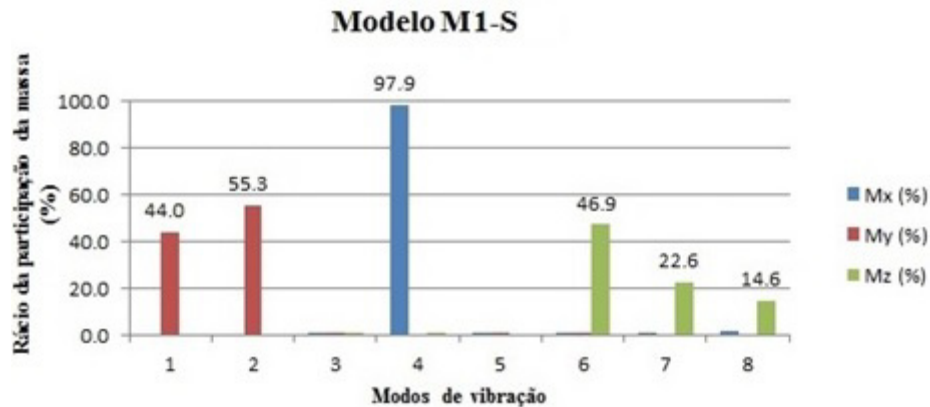


Fig. 56 – Modelo M1-S. Rácio de participação da massa em valores percentuais dos primeiros oito modos de vibração

Analisando os resultados da Fig. 56 conclui-se que o modo mais participativo na direção X é o modo de vibração 4 com 97.9% de rácio de participação da massa. A deformada relativa a este modo de vibração mostra que ocorre translação da parede 1 e da parede 3 segundo a direção X como se ilustra na Fig. 57. Os modos que envolvem as componentes de translação na direção Y são o modo 1 e o modo 2 com valores de rácio de participação da massa de 44.0% e 55.3%, respetivamente. No primeiro modo de vibração ocorre translação apenas na parede 2. No segundo modo de vibração há translação apenas da parede 4.

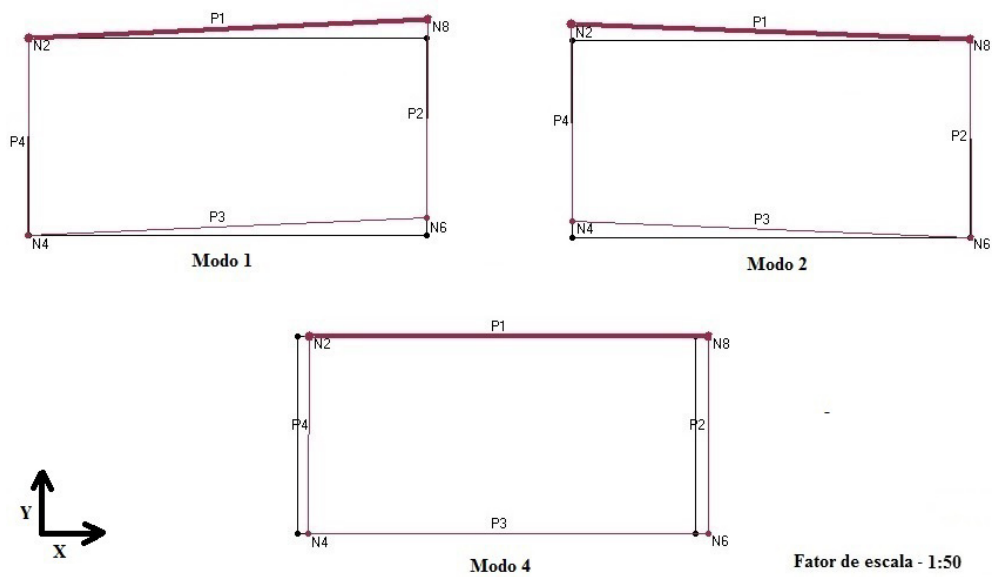


Fig. 57 – Modelo M1-S. Modos de vibração mais participativos em termos de massa mobilizada na direção y, modo 1 (4.3 Hz) e modo 2 (5.5 Hz) e na direção x, modo 3 (10.0 Hz)

Modelo M1-C

À semelhança do procedimento adotado na apresentação dos resultados do modelo M1-S apresentam-se na Tabela 13 os valores das frequências próprias referentes aos oito modos de vibração considerados no modelo M1-C, apresentando-se no Anexo 4.4.2 as correspondentes configurações nodais.

Tabela 13 - Frequências próprias do modelo M1-C

Modos de vibração	Frequência própria (Hz)	Massa mobilizada em X (Kg)	Massa mobilizada em Y (Kg)	Massa mobilizada em Z (Kg)
1	2.6	298.0	1035.0	223.0
2	3.1	5171.0	114003.0	22.0
3	3.3	20637.0	35173.0	3.0
4	3.6	18.0	173530.0	7.0
5	6.6	3536.0	318.0	32.0
6	6.6	276433.0	6.0	1.0
7	14.3	275.0	120.0	146822.0
8	14.5	544.0	2217.0	152684.0

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Na Fig. 58 incluem-se os rácios de participação da massa correspondentes aos valores percentuais relativos ao modelo M1-C.

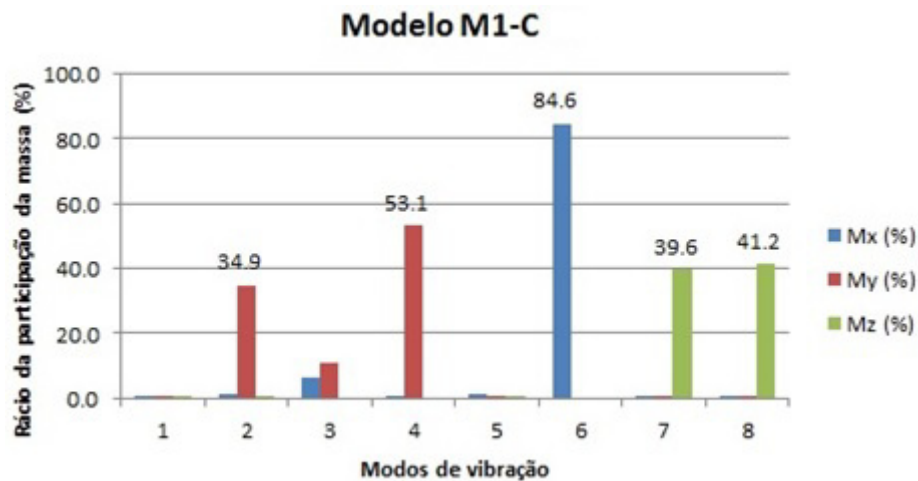


Fig. 58 – Modelo M1-C. Rácios de participação da massa em valores percentuais dos primeiros oito modos de vibração

A partir dos resultados da Fig. 58 conclui-se que o modo de vibração 6 é o mais participativo segundo a direção X, com um valor do rácio de participação da massa de 84.6%. Este modo de vibração apresenta uma deformada caracterizada pela translação da parede 1 e da parede 3 na direção X como se ilustra na Fig. 59. O modo de vibração 2 e o modo de vibração 4 apresentam rácios de participação da massa de 34.9% e 53.1%, respetivamente. No segundo modo de vibração ocorre translação apenas da parede 2 segundo a direção Y. No quarto modo de vibração ocorre translação da parede 4 também segundo a direção Y.

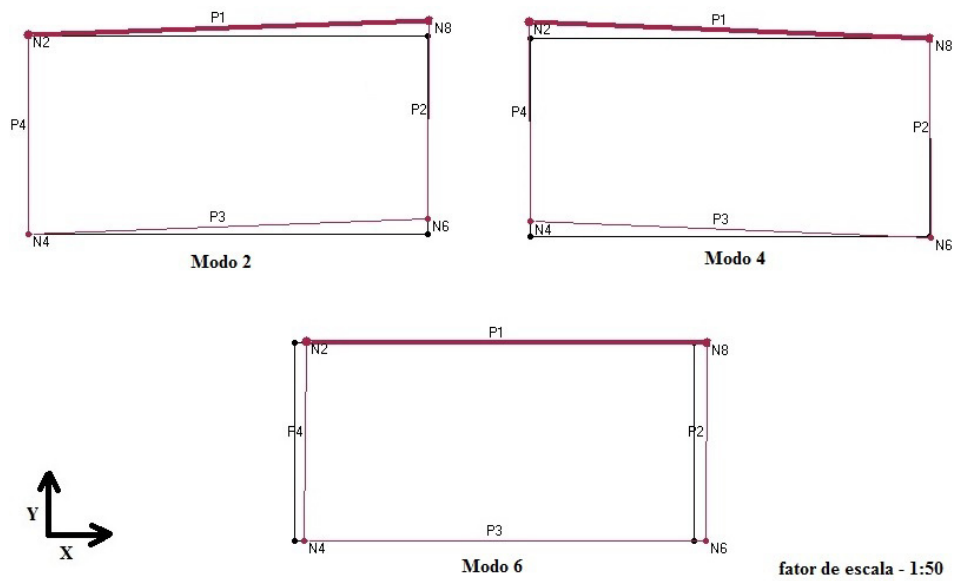


Fig. 59 - Modelo M1-C. Modos de vibração mais participativos em termos de massa mobilizada na direção y, modo 2 (3.1 Hz) e modo 4 (3.6 Hz) e na direção x, modo 6 (6.6 Hz)

Modelo M2-S

Na Tabela 14 incluem-se os resultados das frequências próprias do modelo M2-S em relação aos oito modos de vibração considerados. No Anexo 4.4.3 podem ser visualizadas as oito configurações nodais.

Tabela 14 - Frequências próprias do modelo M2-S

Modos de vibração	Frequência própria (Hz)	Massa mobilizada em X (Kg)	Massa mobilizada em Y (Kg)	Massa mobilizada em Z (Kg)
1	6.2	1.0	161780.0	10.0
2	6.3	424.0	229474.0	90.0
3	8.4	90316.0	1655.0	10.0
4	9.2	9509.0	47548.0	32.0
5	10.2	51853.0	52250.0	187.0
6	11.0	28896.0	13426.0	283.0
7	12.0	155875.0	1062.0	1131.0
8	12.9	160949.0	190.0	774.0

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

A Fig. 60 ilustra os resultados obtidos para o modelo M2-S relativos à participação de massa em valor percentual em cada umas das direções.

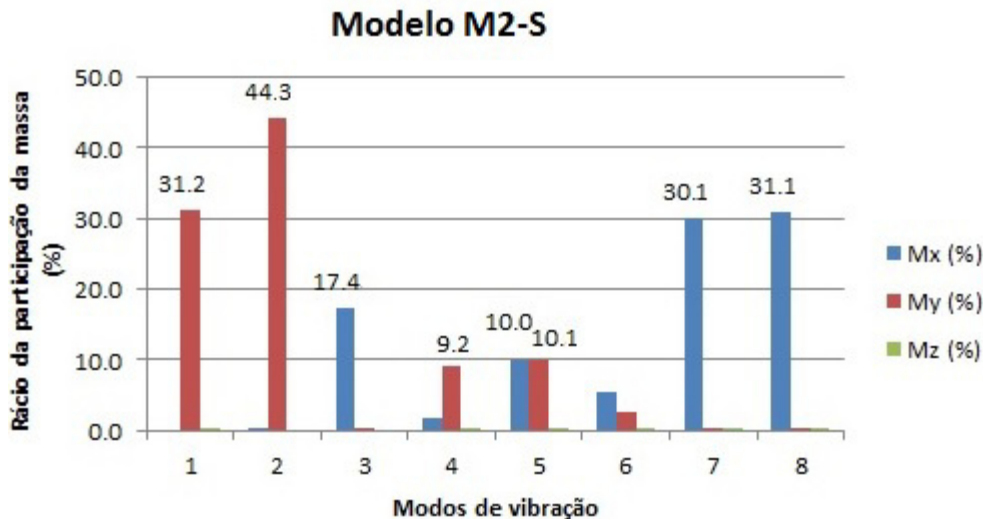


Fig. 60 - Modelo M2-S. Rátios de participação da massa em valores percentuais dos primeiros oito modos de vibração

Os modos mais participativos do M2-S na direção X são o modo de vibração 7 e o modo de vibração 8. O primeiro apresenta um valor percentual de participação da massa de 30.1% e uma deformada caracterizada pela translação da parede 3. O segundo apresenta um valor percentual de participação da massa ligeiramente superior ao anterior com 31.1% e uma deformada caracterizada pela translação da parede 1 como se ilustra na Fig. 61. Na direção Y o modo de vibração 2 é o mais participativo em termos do valor percentual de participação da massa. A deformada deste modo de vibração é caracterizada pela translação e ligeira rotação da parede 2. O modo de vibração 1 também se mostrou ser um dos mais participativos com um valor percentual de participação da massa de 31.2% em que a sua deformada é caracterizada pela translação da parede 4.

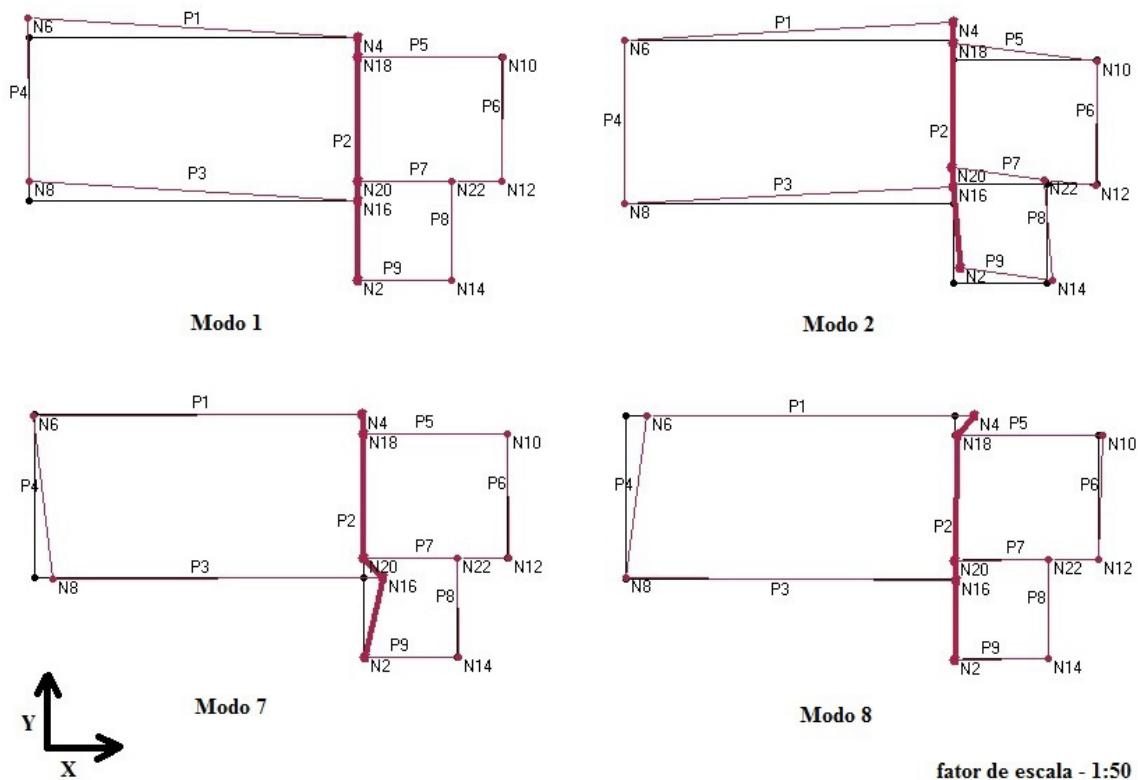


Fig. 61 - Modelo M2-S. Modos de vibração mais participativos em termos de massa mobilizada na direção y, modo 1 (6.2 Hz) e modo 2 (6.3 Hz) e na direção x, modo 7 (12.0 Hz) e modo 8 (12.9 Hz);

Como referido anteriormente, os modelos M1-S e M1-C diferem entre eles pela forma como é considerada a zona da cobertura. No primeiro modelo a cobertura é simulada através de um pavimento flexível, enquanto no modelo M1-C os elementos da cobertura são modelados com um elemento linear na cumeeira e as paredes transversais são prolongadas para representar o frontão. Nesta medida as diferenças encontradas nas características dinâmicas entre ambos os modelos são devidas à influência da cobertura. Na comparação feita relativamente aos resultados das frequências próprias dos modos de vibração mais participativos, o modelo M1-S apresenta valores de frequência própria mais elevados que o modelo M1-C. Os valores mais elevados das frequências no modelo M1-S mostram que a estratégia seguida para simular o efeito da cobertura através de um pavimento flexível fictício conduz a uma solução mais rígida.

Os edifícios com frequências próprias mais elevadas apresentam maior número de oscilações em relação aos edifícios com frequências próprias mais reduzidas quando sujeitos à ação sísmica. A frequência do movimento oscilatório é uma característica

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

relacionada com a rigidez e a massa do edifício, sendo proporcional à rigidez e inversamente proporcional à massa.

Além disso a configuração do modo de vibração 2 e do modo de vibração 4 do modelo M1-C mostra que existe compatibilização dos movimentos das paredes (P1 e P3) devido ao efeito da cobertura composta por elementos deformáveis.

O modelo M2-S apresenta uma estrutura mais complexa em relação aos modelos anteriores (M1-S e M1-C) que deve ser justificado pela maior distribuição da participação da massa pelos modos de vibração. Além disso, as frequências próprias de vibração são mais elevadas que os anteriores indicando que este modelo apresenta maior rigidez que os anteriores como era esperado pois neste modelo não são desprezadas as contribuições dos volumes da igreja, correspondentes à sacristia e à capela-mor.

As deformadas modais apresentadas no Anexo 4.4.4 referentes ao modelo MSV-A1 diferem das deformadas apresentadas no modelo mais aproximado ao modelo real (modelo M2-S) uma vez que são verificados os movimentos independentes entre as paredes de maior dimensão da nave principal. No modelo M2-S em que a cobertura terá sido simulada através de um pavimento flexível verifica-se a situação contrária uma vez que o movimento das mesmas paredes é semelhante. Deste modo entende-se que o comportamento dinâmico dos dois modelos é bastante distinto.

Nesta análise pretendia-se verificar se era possível adotar os modelos M1-S e M1-C com sendo representativos do modelo real do edifício tendo em conta as simplificações geométricas consideradas. Atendendo que o modelo M2-S é aquele que mais se aproxima do modelo real pode concluir-se que as simplificações consideradas nos restantes modelos não representam adequadamente o modelo real.

4.4.2 Análise estática global face às ações verticais

A análise estática face às ações verticais é efetuada no programa 3Muri através das seguintes verificações, recomendadas pela legislação italiana D. M. (1987): i) verificação de excentricidade de carga, ii) verificação da esbelteza e iii) verificação face ao carregamento vertical.

As verificações relativas à excentricidade de carga são formuladas através de duas condições estabelecendo-se uma relação entre as excentricidades de carga (e_1 e e_2) e a espessura (t) de acordo com as expressões (58) e (59):

$$\frac{e_1}{t} \leq 0.33 \quad (58)$$

$$\frac{e_2}{t} \leq 0.33 \quad (59)$$

em que a excentricidade (e_1) é definida pela soma dos valores da excentricidade estrutural (e_s) e da excentricidade accidental (e_a) de acordo com a expressão (60):

$$e_1 = e_s + e_a \quad (60)$$

Por sua vez a excentricidade estrutural é definida pela soma das excentricidades estruturais relativas (e_{s1}) e (e_{s2}). A primeira corresponde ao desalinhamento da reação de apoio da parede do piso de cima em relação à linha a tracejado da parede de baixo entre pisos consecutivos de acordo com a Fig. 62. A segunda excentricidade corresponde ao desalinhamento das reações de apoio dos pavimentos também em relação à linha a tracejado da parede de baixo de acordo com a Fig. 62.

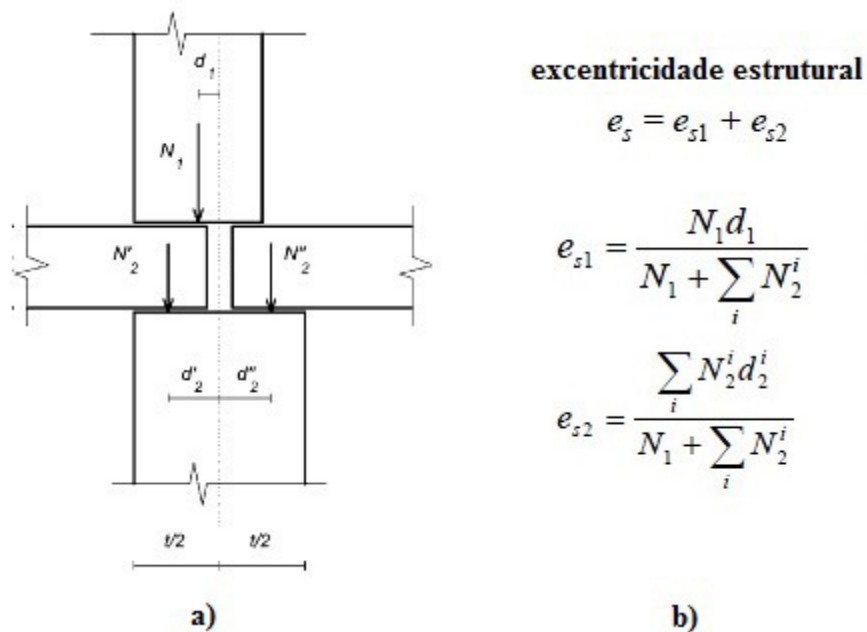


Fig. 62 – a) Esquema representativo das grandezas necessárias à determinação da excentricidade estrutural; b) determinação da excentricidade estrutural; (Magenes, 2009)

Em relação à figura Fig. 62, a grandeza N_1 corresponde ao esforço normal dos elementos superiores. O termo d_1 corresponde à distância na horizontal entre a reação de apoio da parede superior e a linha média vertical (indicada a tracejado) da parede inferior. A grandeza N_2^i corresponde à reação de apoio dos pavimentos. O termo d_2 corresponde à distância horizontal entre a reação de apoio anterior e a linha média vertical (indicada a tracejado) da parede em e que estes pavimentos se apoiam.

A excentricidade acidental é uma tolerância respeitante à execução da parede e é definida como a relação $h/200$ em que h é a altura da parede.

A excentricidade (e_2) mencionada anteriormente é definida através da equação (61). A excentricidade (e_v) representa a excentricidade provocada pela ação do vento e é determinada a partir da expressão (62), em que N é o esforço normal atuante sobre a parede e M_v representa o momento fletor atuante devido a forças de pressão ou depressão (q) provocadas pela ação do vento sobre uma parede de altura (h) de acordo com a Fig. 63. Esta excentricidade é nula nas análises consideradas uma vez que não se considerou a ação do vento.

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + e_v \quad (61)$$

$$e_v = \frac{M_v}{N} \quad (62)$$

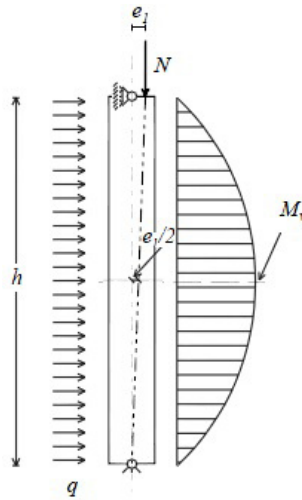


Fig. 63 – Representação esquemática para a determinação da excentricidade (e_2) (Magenes, 2009)

As verificações formuladas relativamente à esbelteza devem cumprir a condição estabelecida através da equação (63) que depende do comprimento de encurvadura (h_0) e da espessura da parede (t). O comprimento de encurvadura é definido como o produto entre o fator (ρ) (definido na tabela presente na secção 2.2.1.3 da norma D. M. (1987) e que depende da ligação da parede às paredes ortogonais) e a altura (h) da parede.

$$\frac{h_0}{t} \leq 20 \quad (63)$$

A equação (64) define o critério de verificação do esforço normal em que o esforço normal atuante (N_d) deve ser menor que o esforço normal resistente ($N_{r_{máx.}}$). Por sua vez o esforço normal resistente pode ser definido como o produto de um fator de redução (Φ), pela resistência à compressão de cálculo da alvenaria (f_d) e pela área da secção transversal da parede. Φ depende das condições de esbelteza e excentricidade e é definido na secção 2.2.1.4 da D. M. (1987).

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

$$N_d \leq N_{r_{m\acute{a}x}} \Leftrightarrow N_d \leq \Phi \cdot f_d \cdot A \quad (64)$$

Nos parágrafos incluem-se os resultados obtidos da análise estática global face às ações verticais aplicadas aos modelos M1-S, M1-C e M2-S em termos dos valores que representam em cada parede: i) a relação entre o esforço normal atuante nas paredes (N_d) e o correspondente valor resistente ($N_{r_{m\acute{a}x}}$); ii) a relação entre as excentricidades de carga e a espessura das paredes (e_1/t e e_2/t) e iii) a esbelteza (h_0/t).

Modelo M1-S

Na Tabela 15 resumem-se os resultados obtidos na análise estática global face às ações verticais do modelo M1-S. As paredes são identificadas com as designações indicadas na primeira coluna da Tabela 15 de acordo com a apresentação ilustrada na Fig. 46.

Tabela 15 - Verificação obtida através da análise estática global em relação ao modelo M1-S

Designação da parede	Cargas verticais		Excentricidade de carga			Esbelteza	
	$N_d/N_{r_{m\acute{a}x}}$	Condição limite	e_1/t	e_2/t	Condição limite	h_0/t	Condição limite
1	0.20	≤ 1.00	0.136	0.037	≤ 0.33	5.50	≤ 20
2	0.18		0.028	0.014		5.50	
3	0.20		0.132	0.037		5.50	
4	0.27		0.028	0.014		5.50	

Modelo M1-C

A Tabela 16 resume os resultados obtidos na análise estática face às ações verticais do modelo M1-C, sendo a designação usada para identificação das paredes idêntica à do modelo anterior.

Tabela 16 - Verificação obtida através da análise estática global em relação ao modelo M1-C

Designação da parede	Cargas verticais		Excentricidade de carga			Esbelteza	
	Nd/Nr _{máx}	Condição limite	e ₁ /t	e ₂ /t	Condição limite	h ₀ /t	Condição limite
1	0.17	≤ 1.00	0.028	0.014	≤ 0.33	5.50	≤ 20
2	0.18		0.028	0.014		5.50	
3	0.17		0.028	0.014		5.50	
4	0.17		0.028	0.014		5.50	

Modelo 2-S

Na Tabela 17 incluem-se os valores da análise estática global face às ações verticais relativos às paredes com a designação que pode ser vista na Fig. 61.

Tabela 17 - Verificação obtida através da análise estática global em relação ao modelo M2-S

Designação da parede	Cargas verticais		Excentricidade de carga			Esbelteza	
	Nd/Nr _{máx}	Condição limite	e ₁ /t	e ₂ /t	Condição limite	h ₀ /t	Condição limite
1	0.19	≤ 1.00	0.028	0.014	≤ 0.33	5.50	≤ 20
2	0.20		0.028	0.014		5.50	
3	0.19		0.028	0.014		5.50	
4	0.17		0.028	0.014		5.50	
5	0.17		0.028	0.014		5.50	
6	0.16		0.028	0.014		5.50	
7	0.17		0.028	0.014		5.50	
8	0.16		0.028	0.014		5.50	
9	0.16		0.028	0.014		5.50	

Os resultados incluídos nas tabelas anteriores (Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17) mostram que as três condições regulamentares são verificadas em todas as paredes que constituem o modelo verificando-se que a elevada espessura das paredes conduz a coeficientes de esbelteza reduzidos. Além disso, os valores reduzidos das ações impostas

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

pela cobertura no modelo M1-C e a ausência destas ações no modelo M1-S e no modelo M2-S levam à ocorrência de esforços normais atuantes reduzidos quando comparados com os esforços normais resistentes. Os valores de excentricidade de carga também são reduzidos uma vez que a maioria das paredes analisadas nos modelos designados não possuem paredes ou pavimentos adjacentes e, nestes casos, esta excentricidade de carga é igual ao valor da excentricidade acidental (e_a).

4.4.3 Análise sísmica

Neste capítulo apresentam-se os resultados da análise estática não linear (pushover) realizada considerando os modelos M1-S, M1-C e M2-S (apresentados na secção 4.3.2) com base no modelo implementado no programa 3Muri.

Um dos objetivos deste capítulo consiste em comparar os resultados obtidos entre os modelos apresentados através da análise efetuada pelo programa 3Muri. Pretende-se também, entender as diferenças entre modelos mais simplificados (M1-S e M1-C) em relação ao modelo mais complexo (M2-S). Além disso, pretende-se efetuar a comparação entre os modelos simplificados (modelo M1-S e M1-C) identificando nos resultados obtidos, as diferenças causadas pelas duas formas usadas para simular a cobertura.

4.4.3.a Comparação entre o modelo M1-S e o modelo M1-C

Com o objetivo de averiguar o efeito entre os dois modos de simulação da cobertura apresentam-se na Tabela 18 os resultados correspondentes à resposta dos modelos M1-S e M1-C. Os resultados são apresentados em termos da relação r/c em que “r” representa a resposta da ação sísmica e corresponde ao deslocamento máximo mobilizado. “c” representa a capacidade resistente no sentido da ação em termos de deslocamento último (resistente). Analisando os resultados das duas variantes do modelo M1 apresentados na Tabela 18 podemos afirmar que os valores da resposta à ação sísmica e do valor da capacidade resistente do edifício face aos estados limites (ULS - estado limite último e DLS – estado limite de dano) não apresentam variações significativas e que se cumprem as verificações nos modelos. Na Tabela 19 ilustram-se os correspondentes padrões de dano.

Tabela 18 – Resultados obtidos referentes estado limite último (ULS) e ao estado limite de dano (DLS) para os modelo M1-S e M1-C

Sentido da ação sísmica	Modelo M1-S		Modelo M1-C	
	ULS [r/c] (cm/cm)	DLS [r/c] (cm/cm)	ULS [r/c] (cm/cm)	DLS [r/c] (cm/cm)
+X	0.14/3.68	0.05/3.68	0.12/3.68	0.04/1.12
-X	0.09/3.64	0.04/3.64	0.08/3.68	0.03/3.68
+Y	1.82/4.28	0.57/1.12	1.69/3.89	0.36/1.12
-Y	1.80/4.32	0.54/1.12	1.72/3.87	0.39/1.12

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Tabela 19 - Padrão de dano referente aos modelos M1-C e M1-S

Legenda	ação sísmica	Modelo M1-S	Modelo M1-C
<div> <div></div> sem dano <div></div> dano por flexão <div></div> rotura por flexão <div></div> rotura durante a fase elástica </div>	+X		
	-X		
	+Y		
	-Y		

Atendendo ao padrão de dano registado nos dois modelos e cuja representação está incluída na Tabela 19 verifica-se não existir diferenças significativas nos modos de rotura gerados em cada um dos modelos, sendo que a rotura ocorre por flexão, para o sentido +X da ação sísmica no macro-elemento pertencente à parede 3, para o sentido -X da ação

sísmica na parede 1, para o sentido +Y da ação sísmica na parede 2 e para o sentido -Y da ação sísmica também na parede 2 verificando-se o disposto nos dois modelos M1-S e M1-C.

Os resultados obtidos na curva de capacidade bilinear ilustrados na Fig. 64 permitem afirmar que a força de corte basal é mais elevada no modelo com a cobertura em relação ao modelo sem cobertura. A introdução da cobertura aumentou o carregamento imposto às paredes laterais P1 e P3 motivo pelo qual a força de corte basal se apresenta com valores mais elevados segundo a direção X. As empenas laterais introduzidas sobre as paredes P2 e P4 contribuem para o aumento da resistência dessas paredes motivo pelo qual os valores de corte basal são mais elevados segundo a direção Y.

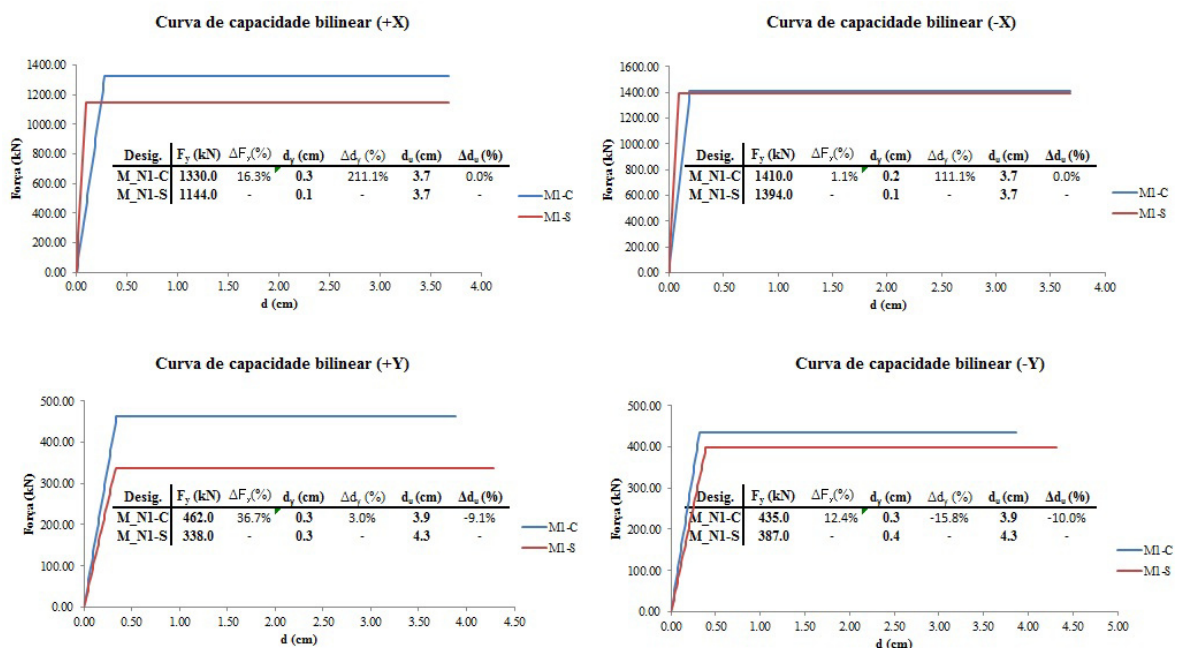


Fig. 64 – Comparação entre os modelos M1-S e M1-C através da curva de capacidade bilinear

Resumindo, as diferenças observadas na resposta dos modelos M1-S e M1-C, cuja análise teve como objetivos entender o efeito associado às estratégias de modelação da cobertura seguidas nos dois modelos, não evidenciam diferenças significativas no que se refere à verificação efetuada aos estados limites (ULS e DLS) mostrados na Tabela 18 nem no padrão de dano observado na Tabela 19. As principais diferenças observam-se na força de corte basal correspondente à curva de capacidade bilinear ilustrada na Fig. 64.

4.4.3.b Comparação entre o modelo M1-S e o modelo M2-S

A Tabela 20 ilustra os resultados em termos da relação entre o deslocamento máximo mobilizado e o deslocamento último (r/c) obtidos nos modelos M1-S e M2-S observando-se que os valores correspondentes à resposta para os ULS e os DLS no modelo M2-S são inferiores aos correspondente ao modelo M1-S. Verifica-se assim que a introdução das volumetrias correspondentes ao altar-mor e à sacristia no modelo M2-S conduz a alterações significativas na resposta sísmica do modelo. Além disso os nós de controlo seleccionados são diferentes nos dois modelos, o que é consentâneo com as diferenças observadas tanto nos resultados da Tabela 20 como nos resultados da curva de capacidade bilinear da Fig. 65.

Tabela 20 - Resultados obtidos referentes estado limite último (ULS) e ao estado limite de dano (DLS) do modelo M1-S e do modelo M2-S

Sentido da ação sísmica	Modelo M1-S		Modelo M2-S	
	ULS [r/c] (cm/cm)	DLS [r/c] (cm/cm)	ULS [r/c] (cm/cm)	DLS [r/c] (cm/cm)
+X	0.14/3.68	0.05/3.68	0.23/1.82	0.05/0.99
-X	0.09/3.64	0.04/3.64	0.19/1.76	0.08/0.81
+Y	1.82/4.28	0.57/1.12	0.75/1.16	0.15/1.16
-Y	1.80/4.32	0.54/1.12	0.73/0.99	0.13/0.99

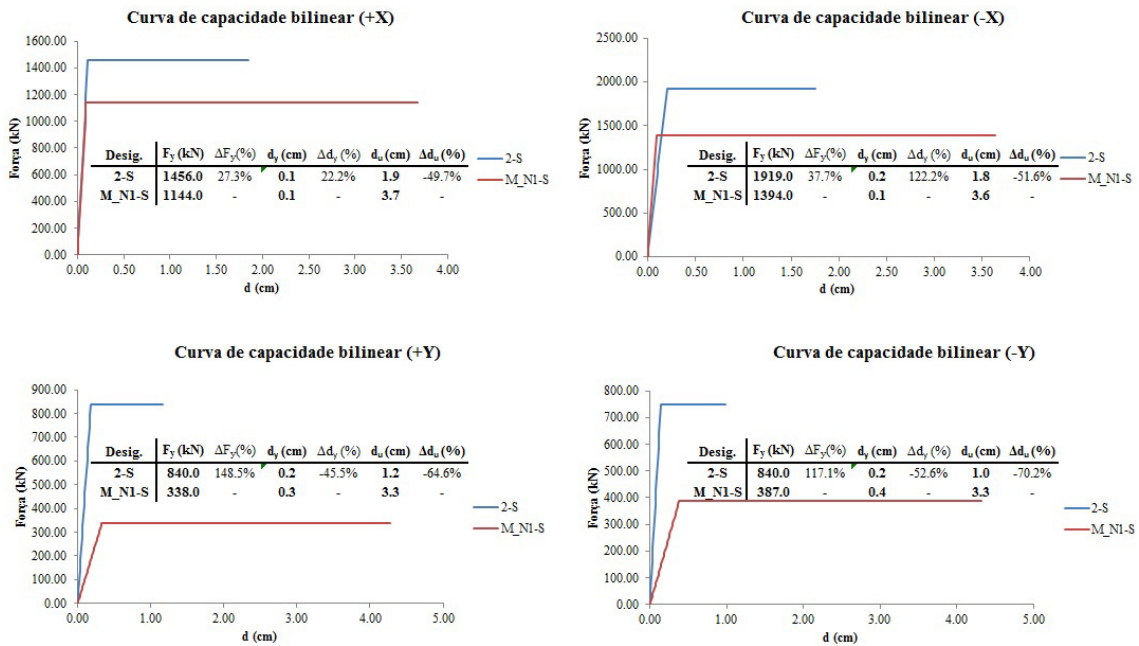
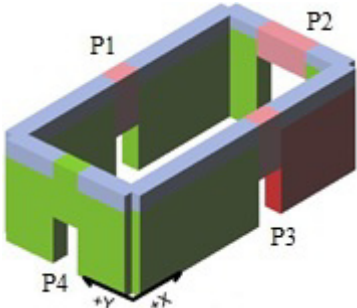
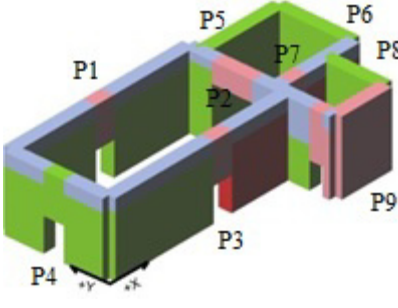
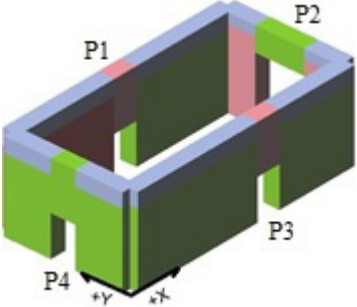
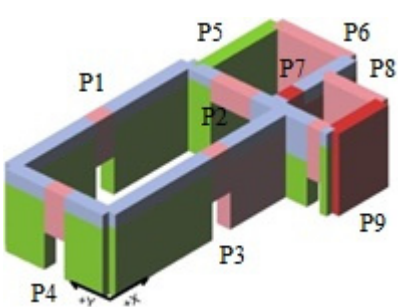
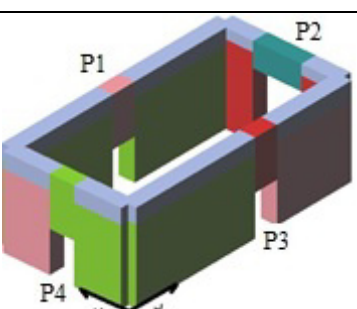
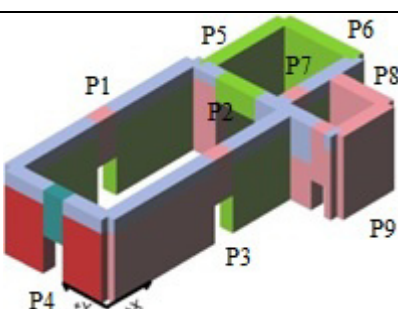
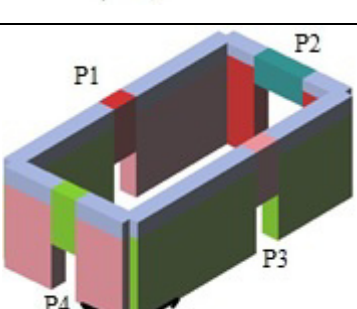
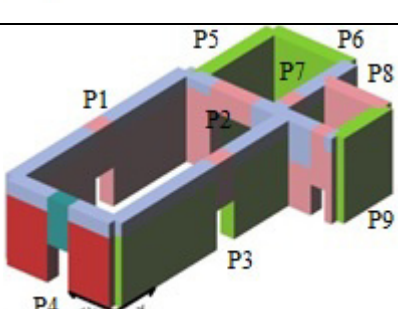


Fig. 65 - Comparação entre os modelos M1-S e M2-S através da curva de capacidade bilinear

A Tabela 21 ilustra o dano provocado pela ação sísmica nos modelos M1-S e M2-S. os resultados obtidos quando é considerada a ação sísmica na direção Y mostram que no modelo M1-S a rotura ocorre por flexão nos elementos painéis-pilar da parede 2 (sendo também estes elementos os primeiros a mostrar dano na resposta do modelo M1-S. Quando se considerou as restantes volumetrias no modelo M2-S essa parede deixou de ser o elemento mais fraco da estrutura devido à ligação com as restantes volumetrias indicando que o modelo M1 não representa corretamente este aspeto.

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Tabela 21 - Padrão de dano referente aos modelos M1-S e M2-S

Legenda	ação sísmica	Modelo M1-S	Modelo M2-S
<div> <div>sem dano</div> <div>dano por flexão</div> <div>rotura por flexão</div> <div>rotura durante a fase elástica</div> </div>	+X		
	-X		
	+Y		
	-Y		

Como se referiu anteriormente e focando os resultados apresentados por Silva (2008) relativamente à Comb. 1 e à Comb. 2 entende-se que o dano ocorre, para a Comb. 1 (direção X da ação sísmica sendo no nosso caso a direção Y), nas paredes perpendiculares à ação sísmica e na ligação destas com as paredes ortogonais. Na situação

descrita pela Comb. 2, em que ação sísmica ocorre na direção Y sendo no nosso caso a direção X, o dano mais gravoso ocorre na interseção entre as paredes perpendiculares à ação sísmica com as paredes ortogonais e na zona definida pela linha vertical de flexão da fachada frontal (Silva, 2008).

Neste estudo, nos três modelos analisados (M1-S, M1-C e M2-S) com o programa 3Muri o dano ocorre em macro-elementos associados às paredes paralelas à ação sísmica.

Face ao disposto nos parágrafos anteriores admite-se que ambas as análises (a análise efetuada por Silva (2008) e análise efetuada neste estudo) não são comparáveis uma vez que os resultados do modelo de dano relativamente ao dano apresentado referem-se ao comportamento global da estrutura. Sabe-se que as paredes com desenvolvimento perpendicular à ação sísmica e com deficiente ligação aos restantes elementos são mais suscetíveis de sofrer dano.

No caso das metodologias retratadas no programa 3Muri, sendo um dos aspetos mais relevantes a resistência estrutural proporcionado pelas paredes paralelas à ação através da simulação do comportamento no plano dos macro-elementos que compõe o edifício, o dano ocorre no plano das paredes. Nesta situação o dano provocado diretamente nas paredes perpendiculares à ação não é considerado uma vez que se considera que estas paredes não são relevantes em relação à resistência estrutural.

4.5 Análise cinemática

Nesta secção recorre-se à aplicação de metodologias simplificadas de análise cinemática, apresentadas na secção 3.4.3, para avaliar o comportamento para fora do plano das paredes.

Com esta análise pretende-se avaliar a hipótese considerada no modelo implementado no programa 3Muri em que, relativamente ao comportamento estrutural do edifício, a resistência global é garantida apenas pelas paredes no plano das ações horizontais, desprezando-se a contribuição das paredes ortogonais (fora do plano), ou seja desprezando-se a rigidez das paredes na direção ortogonal à ação sísmica. Esta hipótese assenta no facto de se verificar que a rigidez das paredes existentes na direção ortogonal à atuação da ação sísmica é pouco significativa em comparação com as paredes localizadas no plano da ação. No modelo é ainda admitido que todas as paredes apresentam boa ligação na sua

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

interseção, e que a estrutura confere um comportamento tipo “caixa” em que as paredes perpendiculares às ações horizontais são mobilizadas (deslocam-se) por compatibilização de deslocamentos com as paredes que se encontram no plano da ação. A Fig. 66b, já apresentada anteriormente no capítulo 2 ilustra esquematicamente o funcionamento de um edifício com ligações eficientes entre os vários constituintes (paredes e pavimentos), a partir da qual se consegue perceber que o deslocamento da parede B para fora do plano é igual ao deslocamento da parede A na interseção de ambas as paredes.

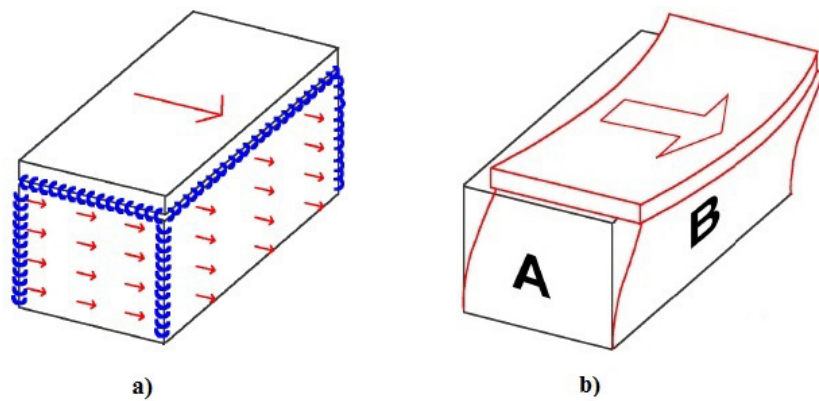


Fig. 66 - Comportamento estrutural: a) - ligação eficiente entre os vários elementos b) – deformada do edifício apresentado em a) (S.T.A. Data, 2012)

Partindo da condição definida a partir da equação (65):

$$d_A^P = d_B^{FP} \quad (65)$$

em que d_A^P representa o deslocamento associado à parede A no plano da ação e d_B^{FP} indica o deslocamento da parede B para a ação fora do plano. A partir desta hipótese pretende-se comparar o deslocamento d_A^P obtido através do programa 3Muri com o deslocamento d_B^{FP} que será calculado através de uma análise cinemática não linear com recurso a uma folha de excel, de modo a comprovar por meio dos deslocamentos obtidos que a rigidez para ações perpendiculares ao plano da parede é inferior que a rigidez das paredes situadas no plano da ação.

Os resultados apresentados no Anexo 4.5.1 referem-se aos modos de rotura gerados para fora do plano das quatro paredes (P1, P2, P3 e P4) do modelo M1-C. Considerou-se como situação limite que a cobertura apoia em metade da espessura das paredes (0.50 m). Definiram-se duas configurações: i) a configuração inicial correspondente a ativação do mecanismo e ii) a configuração final correspondente à situação limite (se a rotação do bloco exceder o deslocamento horizontal no topo em 0.50 m). O nó de controlo corresponde ao centro de pressões das forças atuantes (peso próprio do bloco, pavimentos)

4.5.1 Apresentação e interpretação dos resultados

Os resultados incluídos na Tabela 22 referem-se aos deslocamentos obtidos para a ação no plano da parede através da análise estática não linear. Complementarmente, exibem-se na Tabela 23, os deslocamentos calculados para as paredes ortogonais representados pela análise cinemática não linear encontrando-se com maior detalhe no Anexo 4.5.1.

Comparando os valores de deslocamentos obtidos com o programa 3Muri apresentados na Tabela 22 e os resultados obtidos através da análise cinemática referidos na Tabela 23 constata-se que a aplicação da ação perpendicularmente ao plano da parede induz deslocamentos excessivamente elevados em relação aos deslocamentos produzidos quando a direção da ação ocorre no plano da parede.

Na tentativa de validar as opções tomadas pelo programa 3Muri relativamente à atuação da ação sísmica apenas na direção do plano das paredes, desprezando a resistência oferecida pelas paredes ortogonais, entendeu-se ser esta uma opção válida dada a insignificante contribuição na resistência global do edifício.

Tabela 22 - Deslocamentos obtidos para a ação no plano da parede com o programa 3Muri

Sentido da ação sísmica	Análise estática não linear (3Muri)	
	$dm_{A}^{P} \text{ (cm)}$	$du_{A}^{P} \text{ (cm)}$
+X	0.12	3.68
-X	0.08	3.68
+Y	1.69	3.89
-Y	1.72	3.87

IGREJA DE GONDAR – CASO DE ESTUDO

Tabela 23 - Deslocamentos obtidos para ações fora do plano da parede (Anexo 4.5.1)

Designação da parede	Direção da ação sísmica	Deslocamentos	
		Δd_B^{FP} (cm)	du_B^{FP} (cm)
Parede P1	$\pm Y$	7.70	33.40
Parede P2	$\pm X$	9.40	29.80
Parede P3	$\pm Y$	7.70	33.40
Parede P4	$\pm X$	9.20	28.80

5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve por objetivo a modelação estrutural através de metodologias de macro-elementos de um edifício de alvenaria existente. Para tal, foi necessário adquirir conhecimentos relativos: *i)* às técnicas de modelação utilizadas em macro-elementos; *ii)* à regulamentação utilizada pelo software (3Muri); *iii)* às metodologias de análise utilizadas em macro-elementos; *iv)* aos modos de rotura resultantes do efeito da ação sísmica e *v)* ao comportamento dos edifícios de alvenaria existente e dos seus elementos.

No decorrer do trabalho surgiram problemas ao nível da modelação da geometria do edifício. O caso de estudo da igreja de Gondar foi selecionado pela sua geometria simples julgando-se que seria fácil a sua modelação. Posteriormente verificou-se que a irregularidade em altura dificultou a introdução da geometria no programa 3Muri motivo pelo qual se adotaram modelos alternativos para simular o edifício real. O objetivo destes modelos era simular o mais aproximado possível a resposta estrutural da igreja.

Neste contexto realizou-se um estudo de sensibilidade da resposta de vários modelos considerando diferentes estratégias para a modelação dos pisos intermédios e da cobertura

As análises efetuadas mostraram que o modelo M1 apresentou resultados diferentes em relação ao modelo M2-S que apresenta uma geometria mais aproximada ao modelo real tendo-se admitido que esse modelo (modelo M1) não pode ser considerado como sendo representativo do modelo real do edifício.

Os resultados da análise destes modelos também foram comparados com os obtidos num outro estudo mais detalhado (Silva, 2008). Neste estudo mais detalhado verificou-se que os mecanismos de rotura fora do plano nas paredes são determinantes na resposta da igreja. Por este motivo não foi possível validar os resultados da análise dos modelos 3Muri através dos resultados obtidos no trabalho apresentado por Silva (2008). Neste contexto importa referir que é adequado desprezar a contribuição da rigidez do plano nos casos em que se verifique boa ligação entre paredes ortogonais e entre as paredes e a cobertura. Esta condição permite considerar que a redistribuição de esforços pelo edifício é feita para as paredes com desenvolvimento paralelo à ação sísmica, gerando apenas modos de rotura no plano das paredes.

CONCLUSÕES

Relativamente ao caso da igreja de Gondar, verificou-se que a aplicação das metodologias implementadas no programa 3Muri não são adequadas para representar o comportamento das paredes fora do plano. Deste modo, verifica-se que é necessário acompanhar o estudo da igreja com outros modelos capazes de auxiliar o comportamento estrutural naquela direção.

6 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na sequência do estudo efetuado com este trabalho verifica-se que há ainda uma vasta área de trabalho a desenvolver, sendo destacadas nos parágrafos seguintes algumas das questões mais importantes a abordar em desenvolvimentos futuros.

Como referido anteriormente, nas aplicações dos modelos 3Muri realizadas neste trabalho para o caso da Igreja de Gondar não se explorou as opções avançadas de geração dos macro-elementos tendo estes sido criados através dos procedimentos de geração automática disponíveis no programa. No seguimento do trabalho desenvolvido salienta-se a necessidade de alguns melhoramentos no estudo da resposta da igreja de Gondar através de modelos mais refinados que se refere à representação dos detalhes da geometria da igreja explorando para o efeito as opções de edição manual dos macro-elementos e as suas ligações. Neste contexto incluem-se também a avaliação da influência das diferentes discretizações, na resposta estrutural nomeadamente no que se refere aos tipos de modos de rotura mobilizados nas paredes por efeito da ação sísmica.

Relativamente às metodologias de análise cinemática como aspetos futuros a considerar assinala-se o estudo mais aprofundado da resposta da Igreja de Gondar através da aplicação das metodologias de análise cinemática não linear para avaliar a resposta das paredes quer no plano quer fora do plano considerando para o efeito vários mecanismos de rotura expectáveis face à ação sísmica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACCA (2012). *Distribuidor comercial do software Edilus-MU* disponível em <http://www.acca.it/>.
- Almeida, C. (2013). *Parede de alvenaria do Porto: Tipificação e caracterização experimental*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto (FEUP).
- CEA (2013). *Programa de modelação estrutural Cast3M*, disponível em <http://www-cast3m.cea.fr/>, acedido em 2013.
- Circolare Ministeriale 21745/1981. 1981). *Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione e il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma*.
- Circolare n. 617 (2009). *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*. .
- Costa, A. (2012). *Seismic assessment of the out-of-plane performance of traditional stone masonry wall*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto (FEUP).
- Costa, A.; Costa, C.; Arêde, A.; Costa, A. G. (2008). *Metodologias de modelação numérica de estruturas de alvenaria de pedra*. Capítulo do livro: *Sismo 1998 - Açores. Uma década depois*.
- Costa, C. (2009). *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto (FEUP).
- D. M. (1987). *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*. Decreto Ministeriale 20 November 1987
- D. M. (2008). *Norme tecniche per le costruzioni (NTC)*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 29
- Eurocódigo 0. (2009). *Eurocódigo - bases para o projeto de estruturas*. Versão portuguesa da EN 1990:2002 + AC:2008
- Eurocódigo 8. (2010). *Projecto de estruturas para resistência aos sismos parte 1: regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. ENV 1998-1: 2010.
- Fajfar, P. (2000). *A non linear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra, 16, pp. 573 - 592.
- Ferretti, D. (2011). *Edifici in muratura - analisi cinematica non lineare*. Dipartimento di Ingegneria Civile, dell' Ambiente, del Territorio ed Architettura, Università degli Studi di Parma.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Galasco, A.; Lagomarsino, S.; Penna, A.; Resemini, S. (2004). *Non-linear seismic analysis of masonry structures*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadá.
- Gambarota, L.; Lagomarsino, S. (1996). *On dynamic response of masonry panels*. Proceedings of the national conference on "Masonry mechanics between theory and practice", Messina, Italy.
- LogicalSoft (2012). *Distribuidor comercial do software Travilog* disponível em <http://www.logical.it/>.
- Lopes, M. (2008). *Sismos e edifícios*. 1ª edição. pp. 760.
- Lourenço, P. B. (2010). *Avaliação de segurança sísmica de estruturas de alvenaria*. Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Estruturas, Lisboa, LNEC.
- Lourenço, P. B.; Marques, R. (2012). *Verificação da segurança sísmica de edifícios em alvenaria através de metodologias simplificadas*. Universidade do Minho.
- Magenes, G. (2009). *Comportamento delle strutture murarie sotto carichi verticali*. Corso di dottorato sulle costruzioni in muratura, Università do Roma.
- Magenes, G.; Bolognini, D.; Braggio, C. (2000). *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma, pp. 99.
- Magenes, G.; Calvi, G. M. (1996). *Prospettive per la calibrazioni di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie*. La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Messina.
- Matthews, T.; Riachi, Z.; Centeno, J.; Charlet, A.; Garcia, H. J.; Hoffman, C.; Safaie, S.; Elwood, k. (2007). *Evaluation of confined masonry guidelines for earthquake-resistant housing*. UBC EERI.
- Monteiro, J. (2012). *Análise sísmica de edifícios "Gaioleiros"*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.
- Munari, M. (2010). *Sviluppo di procedure per valutazioni sistematiche di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Padova.
- Naeim, F.; Boppana, R. R. (2001). *Seismic design of floor diaphragms*. Chapter 8, pp. 373 - 407.
- OPCM 3431 (2005). *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*.
- Pasticier, L.; Amandio, C.; Fragiaco, M. (2007). *Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2008; 37:467-485, Trieste, Italy.

- Piazza, M.; Baldessari, C.; Tomasi, R. (2008). *The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings* The 14th World Conference on Earthquake Engineer, Beijing, China.
- RSA (1983). *Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes*. Decreto Lei nº 235/83 de 31 de Maio de 1983. Impresa Nacional-Casa da Moeda, Lisboa
- RUNET (2012). *Distribuir comercial do software FEDRA* disponível em <http://www.runet-software.com/>.
- S.T.A. Data. (2012). *Manual do software 3muri*.
- Sabatino, R. (2011). *Analisi non lineare di pareti murarie sotto azioni orizzontali : modellazione a telaio equivalente*. Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano, Università degli Studi di Salerno.
- Silva, B. (2008). *Aplicação de um modelo de dano contínuo na modelação de estruturas de alvenaria de pedra* Tese de Mestrado, Universidade do Porto (FEUP).
- Simões, R.; Costa, C. (2002). *Apontamentos da disciplina de dinâmica de estruturas e engenharia sísmica*. Departamento de engenharia civil, Licenciatura bietápica em engenharia civil, Instituto Politécnico de Tomar.
- Tomazevic, M.; Turnzek, V.; Tercelj, S. (1978). *Computation of the shear resistance of masonry buildings*. Report ZRMK-IK, Liubliana.
- Vasconcelos, G. (2005). *Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.
- Vicente, R. d. S. (2008). *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana - avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra*. Departamento de Engenharia Civil, Ph.D, Universidade de Aveiro.

ANEXOS

ANEXOS

Do capítulo 4.3

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”.

Do capítulo 4.3.5

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M.

Anexo 4.3.3 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo .

Do capítulo 4.4

Anexo 4.4.1 - Configurações modais do modelo M1-S.

Anexo 4.4.2 - Configurações modais do modelo M1-C.

Anexo 4.4.3 - Configurações modais do modelo M2-S.

Anexo 4.4.4 – Deformadas do modelo MSV-A1 (Silva, 2008)

Do capítulo 4.5

Anexo 4.5.1 - Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Considerações iniciais

O programa 3Muri é um software de avaliação do desempenho sísmico para ações no plano em edifícios de alvenaria ou mistos, podendo conter elementos em betão armado, aço ou madeira na sua constituição para definição dos vários elementos (pilares, vigas, etc.). A definição da estrutura é feita por macro-elementos formando uma estrutura equivalente, cujos pressupostos serão explicados mais adiante. A metodologia de avaliação do edifício consiste na comparação entre a resposta global do edifício com a resposta imposta pela ação sísmica através de uma análise estática não linear (análise pushover).

Contexto Normativo

No programa existem duas opções normativas que servem de base para a análise sísmica, nomeadamente, as normas europeias e as normas italianas. A norma europeia a que recorre o programa é o EC8. As normas italianas implementadas no programa são: a “**OPCM 3274**” – “*Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici*”; a “**D. M. 14 Settembre 2005**” - “*Norme Tecniche per le costruzioni*” ; a “**D. M. 14 Gennaio 2008**” - “*Norme Tecniche per le costruzioni*” e a “**D. M. 16 Gennaio 1996**” – “*Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*”.

As forças verticais são quantificadas e verificadas de acordo com a norma: “**D.M. 20 Novembre 1987** – *Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici muratura e per il loro consolidamento*”, sendo esta a única norma existente no programa para o efeito.

ANEXOS

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Procedimento de cálculo

O procedimento de cálculo implementado no programa 3Muri, esquematicamente ilustrado na Fig. 67, baseia-se em três fases designadas, em língua italiana de “INPUT”, “ANALISI” e “VERIFICA”. Cada uma destas três fases corresponde respetivamente: i) à introdução de dados para definição das características geométricas da estrutura e das características mecânicas dos materiais utilizados; ii) à fase de análise que é composta pela definição da estrutura equivalente e pelo traçado da curva de capacidade caracterizando a resposta global do edifício; iii) à verificação final entre deslocamentos obtidos da resposta global da estrutura e os deslocamentos impostos pela ação sísmica para os estados limite presentes pela regulamentação.

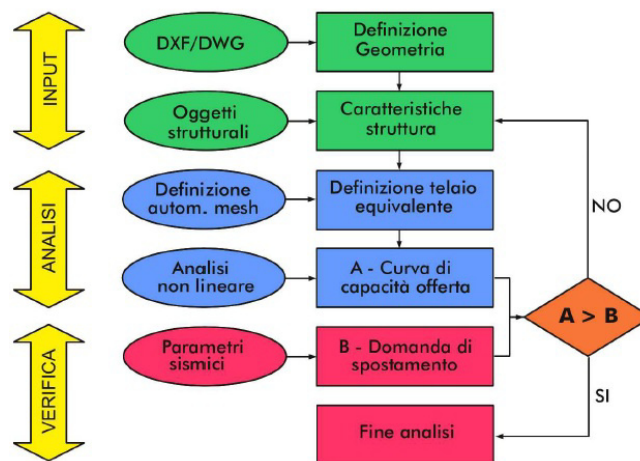


Fig. 67 - Procedimento de cálculo do programa 3Muri

Nas seções seguintes apresenta-se uma descrição das fases referidas anteriormente recorrendo à aplicação dos procedimentos de análise implementados no programa 3Muri, a um exemplo de aplicação para um edifício de alvenaria. Complementarmente incluem-se no parágrafo seguinte alguns aspetos básicos relativos à descrição da interface do programa, em particular, no que se refere aos menus e ícones utilizados na sua aplicação.

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Interface do programa

A interface do programa 3Muri está esquematizada na Fig. 68 e divide-se, essencialmente, em quatro opções de comandos que correspondem respetivamente: *i)* ao painel de visualização (a), que permite ajustar e redimensionar o esquema estrutural em 2D e 3D; *ii)* às opções gerais (b), que englobam as opções de gestão de tarefas e introdução das máscaras em “.dxf”; *iii)* aos separadores “walls”, “structure” e “global analysis” (d) em que se inserem as fases designadas anteriormente e *iv)* às opções de caracterização e análise disponíveis em cada um dos separadores designados no ponto anterior (c);

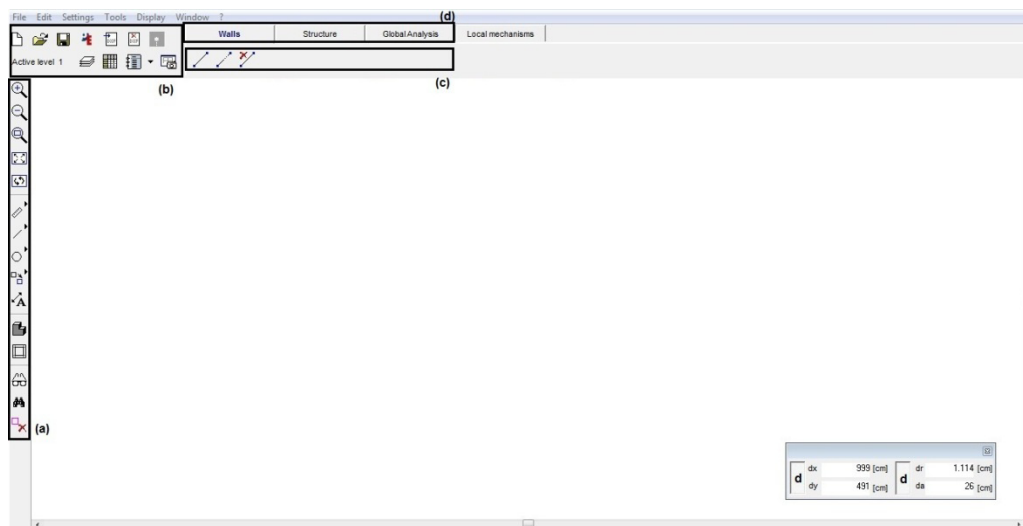


Fig. 68 – Interface do programa 3Muri: (a) – painel de visualização; (b) – opções gerais; (c) – opções de caracterização e análise do esquema estrutural; (d) – separadores complementares do procedimento de cálculo;

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Os símbolos utilizados ao longo dos capítulos posteriores estão ilustrados na Fig. 69.








Simbologia	Designação
	[1] – Introdução das máscaras “.dxf”;
	[2] – Definição dos parâmetros mecânicos dos elementos estruturais;
	[3] – Reformulação dos parâmetros mecânicos dos elementos estruturais;
	[4] – Atribuição das características geométricas;
	[5] – Definição dos vãos;
	[6] – Definição dos pavimentos;
	[7] – Alteração dos elementos constituintes da estrutura equivalente

Fig. 69 – Símbolos utilizados no procedimento de cálculo no programa 3Muri

Definição das características geométricas da estrutura e mecânicas dos materiais (Fase 1 – “INPUT”)

Introdução das plantas “.dxf”

A introdução das plantas em “.dxf” faz-se por meio do ícone ilustrado na Fig. 69 com a referência [1] – *Introdução das máscara “.dxf”*. Nesta fase é necessário ter em conta alguns requisitos para facilitar a sua introdução tais como: atribuir um sistema de referência ao desenho para que apareça na posição pretendida; adaptar a escala do desenho a importar com o programa uma vez que as suas unidades são em “cm” por definição; aplicar o operador “*explodir*” antes da importação; as plantas devem ser gravadas em “.dxf/dwg” na versão “2000”; definir a linha média das paredes para facilitar a sua introdução. A Fig. 70 representa a máscara importada do exemplo em estudo:

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

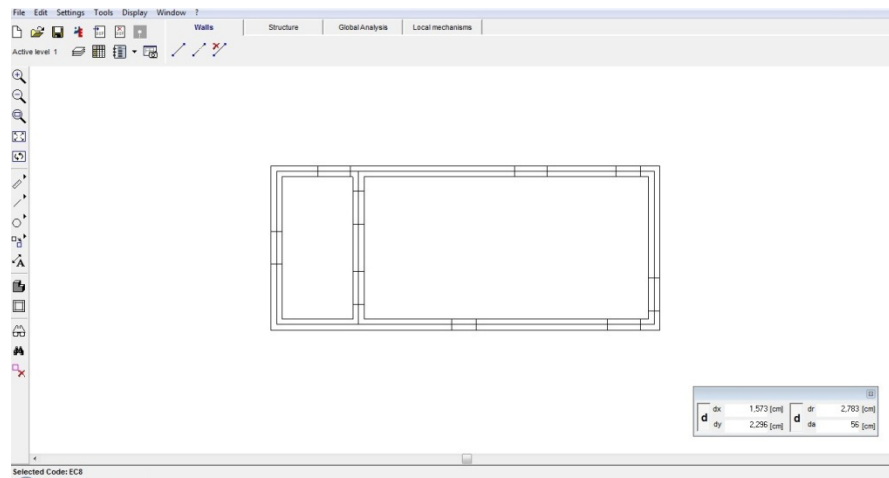


Fig. 70 – Máscara da planta 2D importada

Conceção Estrutural

Os primeiros elementos a ser introduzidos são as paredes que devem coincidir com a linha média referida anteriormente. No caso de porções de parede que tenham a mesma direção mas não o mesmo alinhamento deverá admitir-se, ao traçar, que têm o mesmo alinhamento como esquematizado na Fig. 71. O traçado deverá ser feito entre as extremidades do alinhamento evitando a paragem nas intersecções mesmo em caso de diferentes tipologias uma vez que essa distinção é feita posteriormente. Após a introdução das paredes detetam-se facilmente os pontos da sua intersecção que apresentam várias cores de acordo com a sua localização no esquema estrutural.

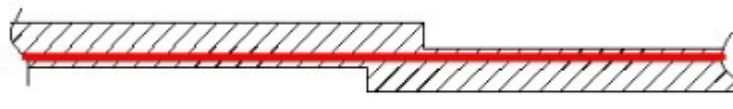


Fig. 71 – Conceção correta da parede

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Caracterização dos elementos estruturais

No separador “*Struture*” a descrição do material é feita acedendo à opção ***Definição dos parâmetros mecânicos dos elementos estruturais*** (ver ícone [2] da Fig. 69). A janela que aparece de seguida apresenta as várias tipologias de materiais com as suas características mecânicas predefinidas.

Acedendo à opção ***Reformulação dos parâmetros mecânicos dos elementos estruturais*** indicada na Fig. 69 com a referência [3] podem ser definidas as características mecânicas da alvenaria referente ao caso em estudo, nomeadamente, o módulo de elasticidade (E [N/mm²]); o módulo de distorção (G [N/mm²]); o peso específico (w [KN/m³]); a resistência média à compressão da alvenaria (f_m [N/cm²]); a tensão tangencial (τ [N/cm²]) ou a resistência média ao corte sob compressão nula (f_{vm0} [N/cm²]); a resistência característica à compressão da alvenaria (f_k [N/cm²]); e o coeficiente parcial de segurança para a alvenaria (γ_m). No mesmo menu podem ainda ser predefinidas outras tipologias de alvenaria.

Caso se tenha conhecimento destes parâmetros por via experimental, o projetista poderá introduzi-los nos respetivos campos. Caso contrário e supondo que o edifício é em alvenaria existente, o programa possui uma biblioteca de tipologias de alvenaria para a obtenção destes parâmetros em função do nível de conhecimento. No caso de edifícios novos é necessário a introdução de outros parâmetros, nomeadamente: a resistência característica à compressão das unidades de alvenaria (f_{bk} [N/mm²]); a resistência ao corte máxima da alvenaria (f_{vlim} [N/mm²]); o peso específico (w [KN/m³]) e as tipologias de argamassa e unidades de alvenaria. Para isso basta desativar a opção com a expressão “*user defined*” de acordo com a Fig. 72.

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

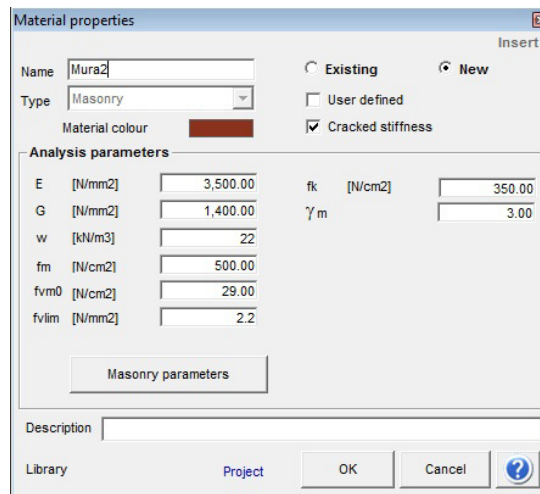


Fig. 72 – Definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria

As características geométricas das secções dos elementos resistentes podem ser definidas no ícone ilustrado na Fig. 69 com a referência [4] - *Atribuição das características geométricas*, onde se pode escolher a tipologia de estrutura adotada para a qual foram definidos os parâmetros mecânicos dos respetivos elementos. Em cada separador existe também uma opção para definir as características das fundações referentes ao material escolhido. No separador “*masonry panel*” define-se as características geométricas da alvenaria de acordo com a Fig. 73.

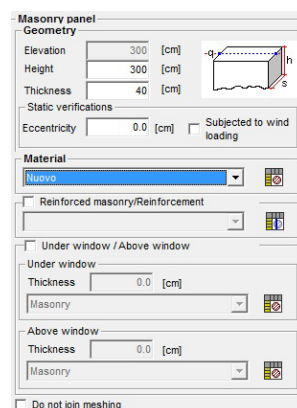


Fig. 73 – Definição das características geométricas da alvenaria

ANEXOS

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

De seguida através da opção **Definição dos vãos** cujo ícone se ilustra na Fig. 69 com a referência [5], introduzem-se as aberturas definidas na máscara “.dxf”.

O próximo passo passa pela definição dos pavimentos através da opção **Definição dos pavimentos** cujo símbolo [6] está ilustrado na Fig. 69. Os pavimentos podem ser tipificados em pavimentos rígidos, semiflexíveis e flexíveis. Após seleccionar o tipo de pavimento devem ser introduzidas as suas características geométricas. De forma a introduzir corretamente o pavimento deve-se seleccionar os pontos limítrofes no sentido dos ponteiros do relógio e, finalizando o contorno, define-se a principal direcção de transmissão de cargas surgindo uma janela para introdução dos dados necessários à sua quantificação. Visto ter sido optado inicialmente a análise de um edifício novo, considerou-se nesta a fase, um pavimento rígido.

A Fig. 74 pretende mostrar o esquema estrutural completo após a inserção dos dados.

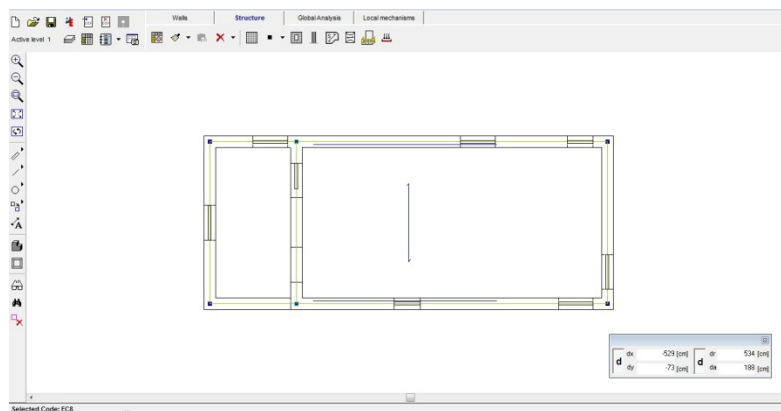


Fig. 74 – Apresentação da planta estrutural após a inserção dos dados

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Análise (Fase 2 - “ANALISI”)**Modelação da estrutura equivalente**

No passo seguinte o programa gera automaticamente a estrutura equivalente, composta por macro-elementos no plano da parede, ilustrada na Fig. 75.

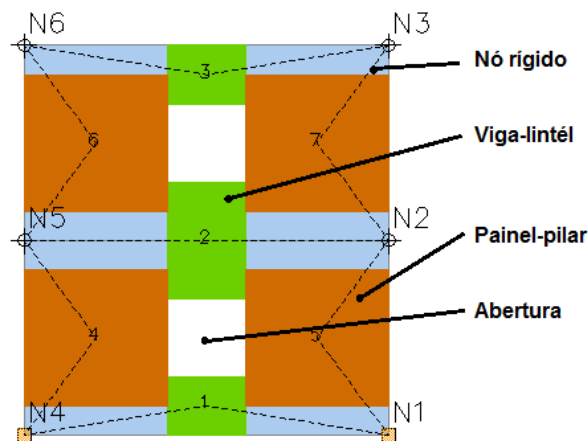


Fig. 75 – Estrutura equivalente dividida por macro-elementos

Caso se verifique que a estrutura equivalente gerada não traduz o comportamento de algumas das suas partes é possível editá-la apagando ou modificando os seus elementos incluindo a aplicação de restrições de constrangimento nos seus nós através da opção **Alteração dos elementos constituintes da estrutura equivalente [7]** apresentada na Fig. 69.

ANEXOS

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Análise estrutural

O programa 3Muri permite definir no máximo vinte e quatro combinações de ações, deixando ao critério do utilizador: a direção de atuação das cargas, o tipo de distribuição considerada e a existência da excentricidade accidental. Com base na combinação destes critérios obtêm-se as combinações de ações pretendidas de acordo com a Fig. 76.

O utilizar tem liberdade total de seleção do nó de controlo mas, uma vez que a distribuição da ação sísmica admitida pelo programa 3Muri é linearmente crescente da base para o topo de edifício, é expectável que os maiores deslocamentos apareçam no topo do edifício. Ainda assim, existem vários nós que representam o plano em planta do topo do edifício e que podem ser considerados como nós de controlo. Para superar este facto deve atender-se à geometria da estrutura em relação a existência de muitas aberturas e paredes menos espessas em determinadas direções que influenciam a rigidez das paredes sendo mais fácil mobilizar estes elementos. Desta forma, deve-se seleccionar os nós pertencentes a paredes com menor rigidez.

No.	Compute analysis	Earthquake direction	Uniform pattern of lateral load	Eccentricity [cm]	Substeps	Tolerance	Max displ. [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masses	0.0	200	0.005	8.00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	First mode	0.0	200	0.005	8.00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masses	0.0	200	0.005	8.00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	First mode	0.0	200	0.005	8.00
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masses	0.0	200	0.005	8.00
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	First mode	0.0	200	0.005	8.00
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masses	0.0	200	0.005	8.00
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	First mode	0.0	200	0.005	8.00
9	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	28.0	200	0.005	8.00
10	<input type="checkbox"/>	+X	Masses	-28.0	200	0.005	8.00
11	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	28.0	200	0.005	8.00
12	<input type="checkbox"/>	+X	First mode	-28.0	200	0.005	8.00
13	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	28.0	200	0.005	8.00
14	<input type="checkbox"/>	-X	Masses	-28.0	200	0.005	8.00
15	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	28.0	200	0.005	8.00
16	<input type="checkbox"/>	-X	First mode	-28.0	200	0.005	8.00
17	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	69.0	200	0.005	8.00
18	<input type="checkbox"/>	+Y	Masses	-69.0	200	0.005	8.00
19	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	69.0	200	0.005	8.00
20	<input type="checkbox"/>	+Y	First mode	-69.0	200	0.005	8.00
21	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	69.0	200	0.005	8.00
22	<input type="checkbox"/>	-Y	Masses	-69.0	200	0.005	8.00
23	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	69.0	200	0.005	8.00
24	<input type="checkbox"/>	-Y	First mode	-69.0	200	0.005	8.00

Fig. 76 – Quadro de apresentação das combinações de ações

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

Avaliação dos resultados

De seguida, apresenta-se os resultados deduzidos da análise efetuada através do confronto entre os deslocamentos impostos pela ação sísmica e os deslocamentos referentes à capacidade resistente do edifício para o estado limite último (ULS) e para o estado limite de dano (DLS) de acordo com o EC8.

O deslocamento relativo ao ULS é determinado pelo decréscimo em 20% da força máxima de corte basal indicada na curva de capacidade. O deslocamento relativo ao DLS resulta do deslocamento máximo entre pisos. A Fig. 77 apresenta o layout da tabela dos resultados obtidos presente no programa 3Muri.

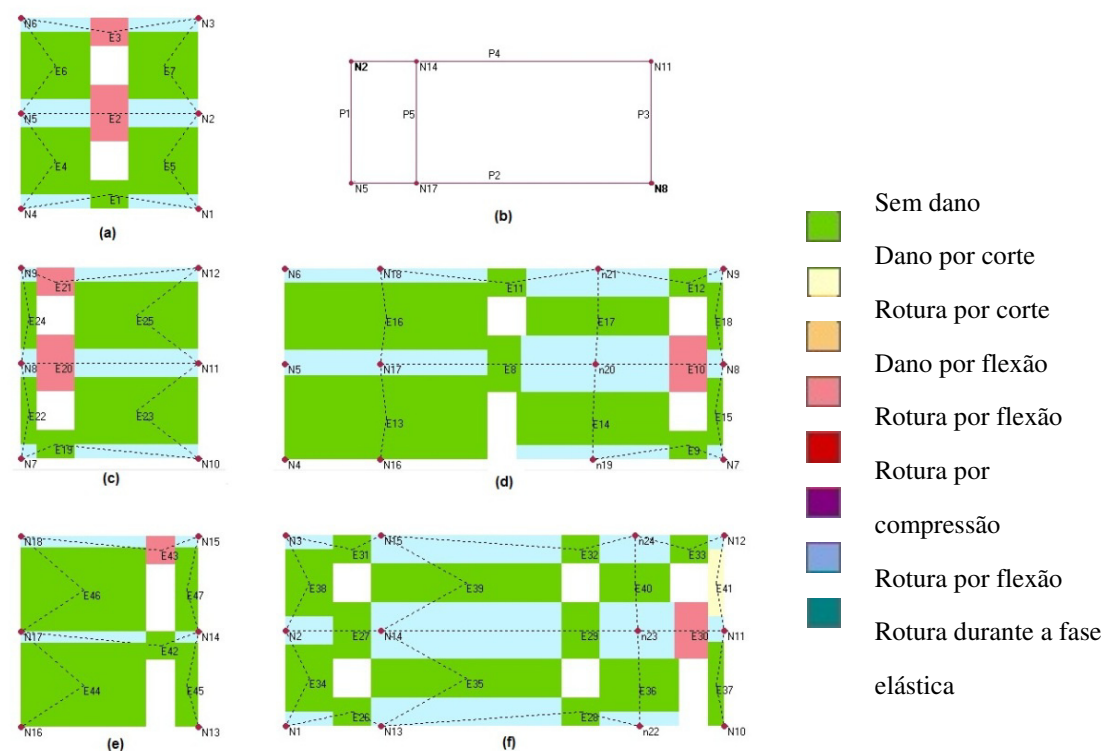
No.	Insert in report	Earthquake	Uniform pattern of lateral load	Ecc. [cm]	Dmax ULS [cm]	Du ULS [cm]	q* ULS	Dmax DLS [cm]	Dd DLS [cm]	Alpha u	Alpha e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masses	0.0	0.02	0.60	0.374	0.02	0.40	5.971	4.773
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	First mode	0.0	0.02	0.96	0.469	0.02	0.16	6.391	2.745
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masses	0.0	0.02	0.80	0.554	0.02	0.24	5.410	2.847
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	First mode	0.0	0.03	0.88	0.612	0.03	0.32	4.902	2.982
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masses	0.0	0.23	2.08	1.663	0.23	0.16	1.804	0.841
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	First mode	0.0	0.32	2.24	1.886	0.32	1.36	1.591	1.591
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masses	0.0	0.25	1.36	2.074	0.25	0.12	1.446	0.679
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	First mode	0.0	0.30	0.80	2.342	0.30	0.24	1.281	0.858

Fig. 77 – Resultados obtidos na verificação estática não linear

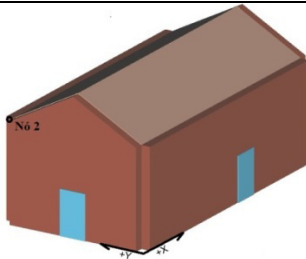
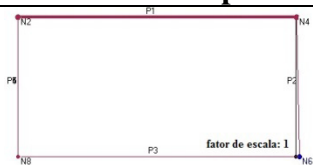
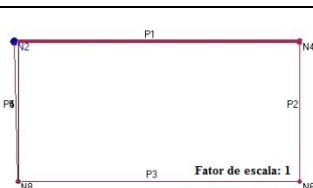
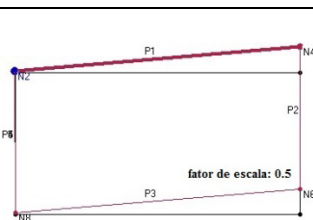
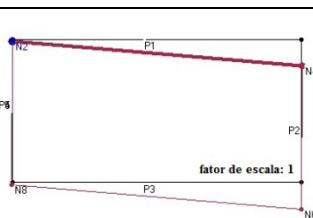
A Fig. 78 pretende demonstrar o nível de dano associado aos macro-elementos, em todas as paredes do edifício em que cada cor está associada ao tipo e gravidade de mecanismo de rotura associado ao modelo. Com a cor verde estão ilustrados os macro-elementos que não sofreram qualquer tipo de dano. As cores rosa e branco demonstram os danos causados sem risco de colapso associados aos mecanismos de rotura por flexão e corte, respetivamente. As cores bege, vermelho, roxo, azul e verde de tom escuro são usados para indicar os elementos em que o dano provocado resulta no colapso estrutural a partir dos mecanismos de rotura por corte, flexão, compressão, tração e rotura durante a fase elástica, respetivamente.

ANEXOS

Anexo 4.3.1 – Passos de cálculo do programa “3Muri”

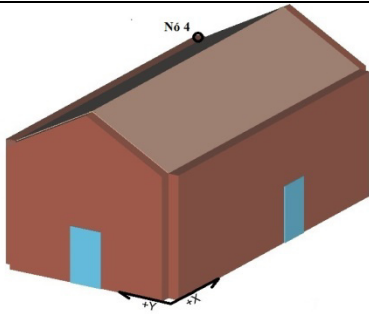
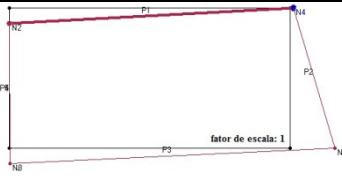
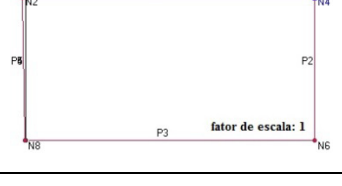
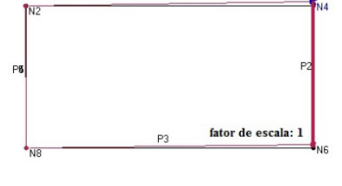
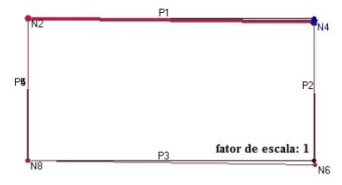


Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1


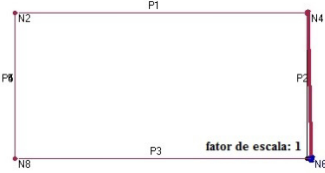

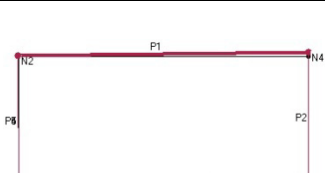
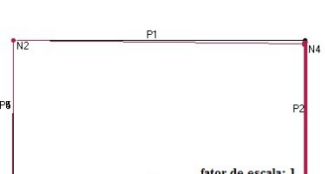
<div>N2 - Modelo M1</div>	<div></div>																
<div>Deformada em planta</div>	<div>Informação adicional</div>																
<div></div>	<table><tr><td>Ação sísmica</td><td colspan="3">+X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.15</td><td>d_u=0.44</td><td>d_{máx}=0.06</td><td>d_d=0.28</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (27.27)</td></tr></table>	Ação sísmica	+X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.15	d _u =0.44	d _{máx} =0.06	d _d =0.28	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (27.27)
Ação sísmica	+X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.15	d _u =0.44	d _{máx} =0.06	d _d =0.28														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (27.27)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.16</td><td>d_u=3.68</td><td>d_{máx}=0.07</td><td>d_d=3.68</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 2 (3.68)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.16	d _u =3.68	d _{máx} =0.07	d _d =3.68	Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (3.68)
Ação Sísmica	-X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.16	d _u =3.68	d _{máx} =0.07	d _d =3.68														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (3.68)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">+Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.24</td><td>d_u=3.64</td><td>d_{máx}=0.38</td><td>d_d=0.28</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (64.46) Nó 4 (64.46) Nó 10 (64.46)</td></tr></table>	Ação Sísmica	+Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.24	d _u =3.64	d _{máx} =0.38	d _d =0.28	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (64.46) Nó 4 (64.46) Nó 10 (64.46)
Ação Sísmica	+Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.24	d _u =3.64	d _{máx} =0.38	d _d =0.28														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (64.46) Nó 4 (64.46) Nó 10 (64.46)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.25</td><td>d_u=3.64</td><td>d_{máx}=0.39</td><td>d_d=0.28</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (57.29) Nó 4 (57.29) Nó 10 (57.29)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.25	d _u =3.64	d _{máx} =0.39	d _d =0.28	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (57.29) Nó 4 (57.29) Nó 10 (57.29)
Ação Sísmica	-Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.25	d _u =3.64	d _{máx} =0.39	d _d =0.28														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (57.29) Nó 4 (57.29) Nó 10 (57.29)														

ANEXOS

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1

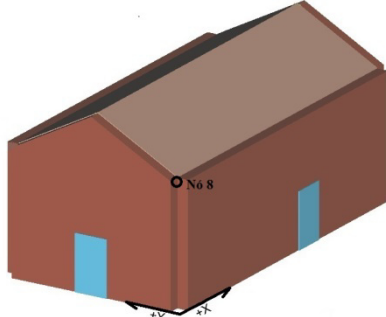
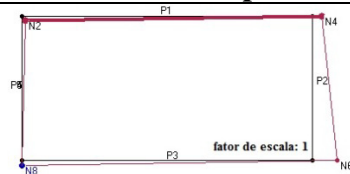
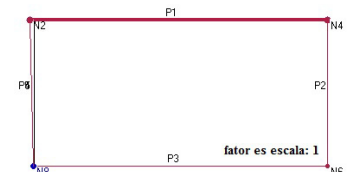
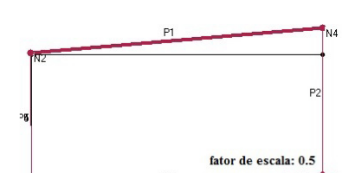
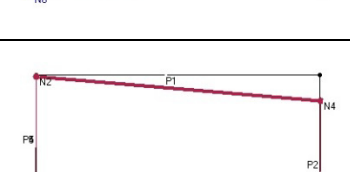
<div>N4 - Modelo M1</div>	<div></div>																
<div>Deformada em planta</div>	<div>Informação adicional</div>																
<div></div>	<table><tr><td>Ação sísmica</td><td colspan="3">+X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.15</td><td>d_u=3.68</td><td>d_{máx}=0.06</td><td>d_d=0.24</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (52.59)</td></tr></table>	Ação sísmica	+X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.15	d _u =3.68	d _{máx} =0.06	d _d =0.24	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (52.59)
Ação sísmica	+X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.15	d _u =3.68	d _{máx} =0.06	d _d =0.24														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (52.59)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.16</td><td>d_u=0.36</td><td>d_{máx}=0.06</td><td>d_d=0.36</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 2 (3.18)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.16	d _u =0.36	d _{máx} =0.06	d _d =0.36	Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (3.18)
Ação Sísmica	-X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.16	d _u =0.36	d _{máx} =0.06	d _d =0.36														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (3.18)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">+Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.69</td><td>d_u=3.89</td><td>d_{máx}=0.47</td><td>d_d=1.12</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)</td></tr></table>	Ação Sísmica	+Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.69	d _u =3.89	d _{máx} =0.47	d _d =1.12	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)
Ação Sísmica	+Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.69	d _u =3.89	d _{máx} =0.47	d _d =1.12														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.72</td><td>d_u=3.87</td><td>d_{máx}=0.50</td><td>d_d=1.12</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.72	d _u =3.87	d _{máx} =0.50	d _d =1.12	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)
Ação Sísmica	-Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.72	d _u =3.87	d _{máx} =0.50	d _d =1.12														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)														

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1

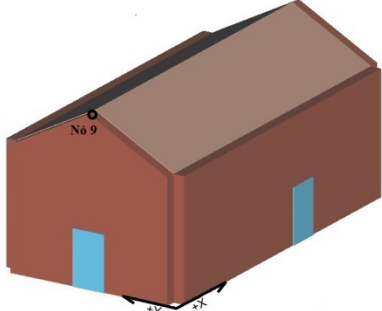
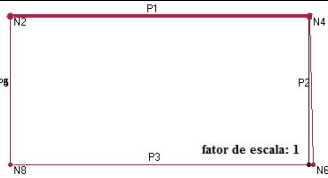
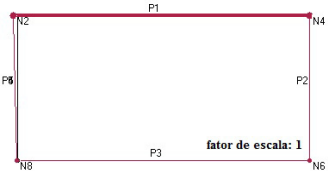
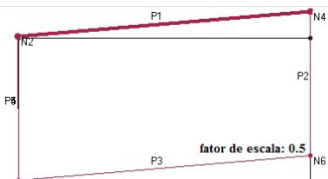
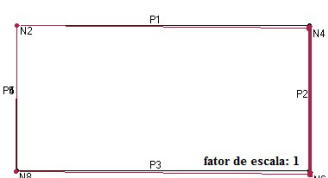
<div>N6 - Modelo M1</div>	<div></div>																
<div>Deformada em planta</div>	<div>Informação adicional</div>																
<div></div>	<table><tr><td>Ação sísmica</td><td colspan="3">+X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.18</td><td>d_u=3.68</td><td>d_{máx}=0.07</td><td>d_d=1.12</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (3.68)</td></tr></table>	Ação sísmica	+X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.18	d _u =3.68	d _{máx} =0.07	d _d =1.12	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.68)
Ação sísmica	+X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.18	d _u =3.68	d _{máx} =0.07	d _d =1.12														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.68)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.16</td><td>d_u=0.32</td><td>d_{máx}=0.06</td><td>d_d=0.32</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 2 (2.80)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.16	d _u =0.32	d _{máx} =0.06	d _d =0.32	Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (2.80)
Ação Sísmica	-X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.16	d _u =0.32	d _{máx} =0.06	d _d =0.32														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (2.80)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">+Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.69</td><td>d_u=3.89</td><td>d_{máx}=0.47</td><td>d_d=1.12</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)</td></tr></table>	Ação Sísmica	+Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.69	d _u =3.89	d _{máx} =0.47	d _d =1.12	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)
Ação Sísmica	+Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.69	d _u =3.89	d _{máx} =0.47	d _d =1.12														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.72</td><td>d_u=3.87</td><td>d_{máx}=0.50</td><td>d_d=1.12</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.72	d _u =3.87	d _{máx} =0.50	d _d =1.12	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)
Ação Sísmica	-Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.72	d _u =3.87	d _{máx} =0.50	d _d =1.12														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)														

ANEXOS

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1

<div>N8 - Modelo M1</div>	<div></div>																
<div>Deformada em planta</div>	<div>Informação adicional</div>																
<div></div>	<table><tr><td>Ação sísmica</td><td colspan="3">+X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.15</td><td>d_u=0.48</td><td>d_{máx}=0.06</td><td>d_d=0.24</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (28.89)</td></tr></table>	Ação sísmica	+X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.15	d _u =0.48	d _{máx} =0.06	d _d =0.24	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (28.89)
Ação sísmica	+X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.15	d _u =0.48	d _{máx} =0.06	d _d =0.24														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (28.89)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-X</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=0.15</td><td>d_u=0.32</td><td>d_{máx}=0.06</td><td>d_d=0.28</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 2 (7.67)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-X			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =0.15	d _u =0.32	d _{máx} =0.06	d _d =0.28	Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (7.67)
Ação Sísmica	-X																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =0.15	d _u =0.32	d _{máx} =0.06	d _d =0.28														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (7.67)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">+Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.24</td><td>d_u=3.64</td><td>d_{máx}=0.38</td><td>d_d=0.28</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (64.47) Nó 4 (64.47) Nó 10 (64.47)</td></tr></table>	Ação Sísmica	+Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.24	d _u =3.64	d _{máx} =0.38	d _d =0.28	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (64.47) Nó 4 (64.47) Nó 10 (64.47)
Ação Sísmica	+Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.24	d _u =3.64	d _{máx} =0.38	d _d =0.28														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (64.47) Nó 4 (64.47) Nó 10 (64.47)														
<div></div>	<table><tr><td>Ação Sísmica</td><td colspan="3">-Y</td></tr><tr><td colspan="2">ULS (cm)</td><td colspan="2">DLS (cm)</td></tr><tr><td>d_{máx}=1.25</td><td>d_u=3.64</td><td>d_{máx}=0.39</td><td>d_d=0.24</td></tr><tr><td colspan="3">Deslocamento máximo (cm)</td><td>Nó 6 (63.55) Nó 4 (63.55) Nó 10 (63.55)</td></tr></table>	Ação Sísmica	-Y			ULS (cm)		DLS (cm)		d _{máx} =1.25	d _u =3.64	d _{máx} =0.39	d _d =0.24	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (63.55) Nó 4 (63.55) Nó 10 (63.55)
Ação Sísmica	-Y																
ULS (cm)		DLS (cm)															
d _{máx} =1.25	d _u =3.64	d _{máx} =0.39	d _d =0.24														
Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (63.55) Nó 4 (63.55) Nó 10 (63.55)														

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1

N9 - Modelo M1				
Deformada em planta	Informação adicional			
	Ação sísmica	+X		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =0.66	d _u =1.57	d _{máx} =0.26	d _d =1.18
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.57)
	Ação Sísmica	-X		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =0.66	d _u =2.34	d _{máx} =0.26	d _d =2.34
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (3.67)
	Ação Sísmica	+Y		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =1.29	d _u =3.68	d _{máx} =0.39	d _d =0.28
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (64.76) Nó 4 (64.76) Nó 10 (64.76)
	Ação Sísmica	-Y		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =1.27	d _u =0.28	d _{máx} =0.36	d _d =0.28
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.76) Nó 4 (3.76) Nó 10 (3.76)

ANEXOS

Anexo 4.3.2 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M1

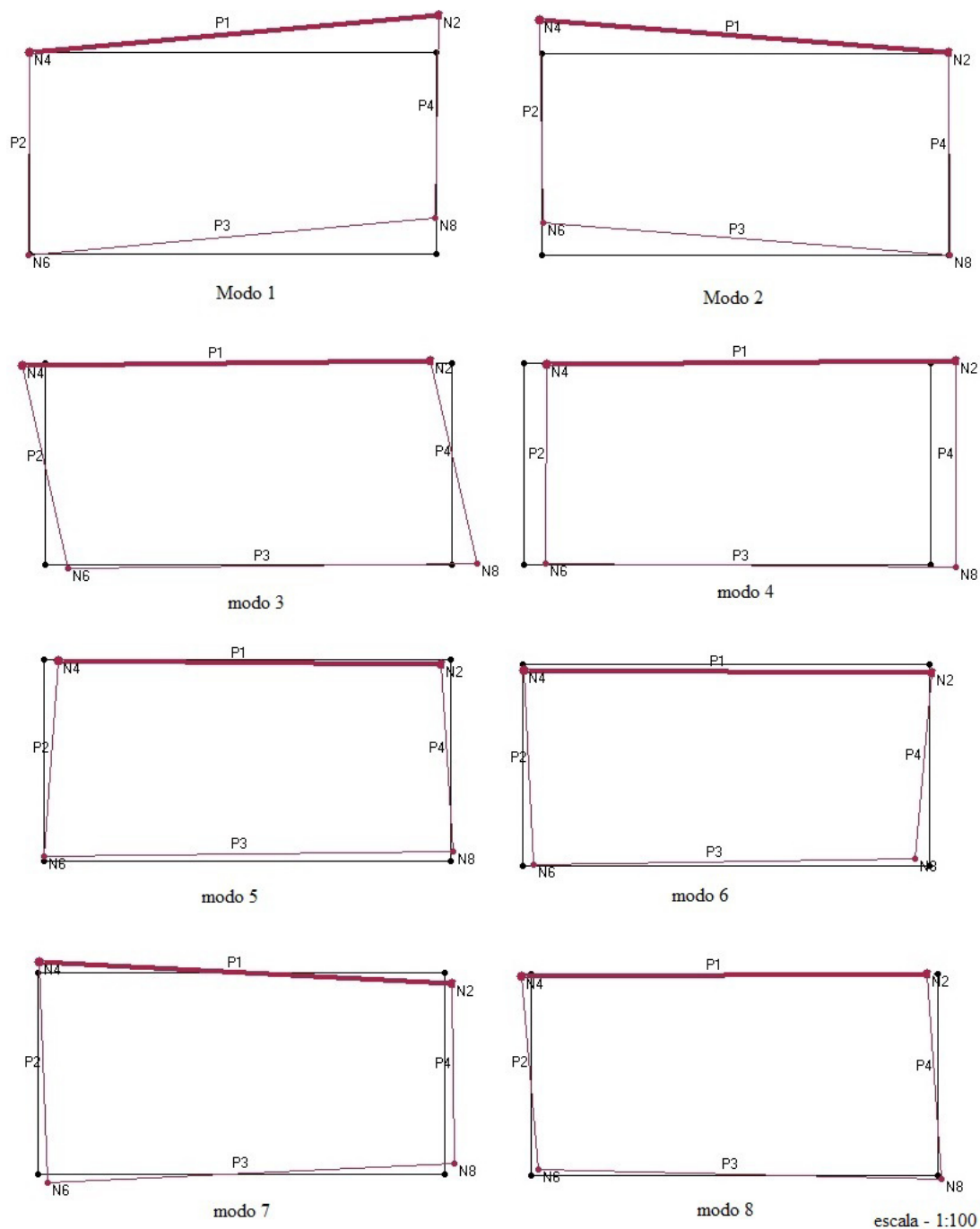
N10 - Modelo M1				
Deformada em planta	Informação adicional			
	Ação sísmica	+X		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =0.72	d _u =1.39	d _{máx} =0.29	d _d =1.18
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (8.99)
	Ação Sísmica	-X		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =0.73	d _u =2.57	d _{máx} =0.29	d _d =2.57
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 2 (3.66)
	Ação Sísmica	+Y		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =1.73	d _u =3.89	d _{máx} =0.48	d _d =1.12
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.89) Nó 4 (3.89) Nó 10 (3.89)
	Ação Sísmica	-Y		
	ULS (cm)		DLS (cm)	
	d _{máx} =1.76	d _u =3.87	d _{máx} =0.51	d _d =1.12
	Deslocamento máximo (cm)			Nó 6 (3.87) Nó 4 (3.87) Nó 10 (3.87)

Anexo 4.3.3 - Deformada associada às combinações de ações para seleção do nó de controlo para o modelo M2-S

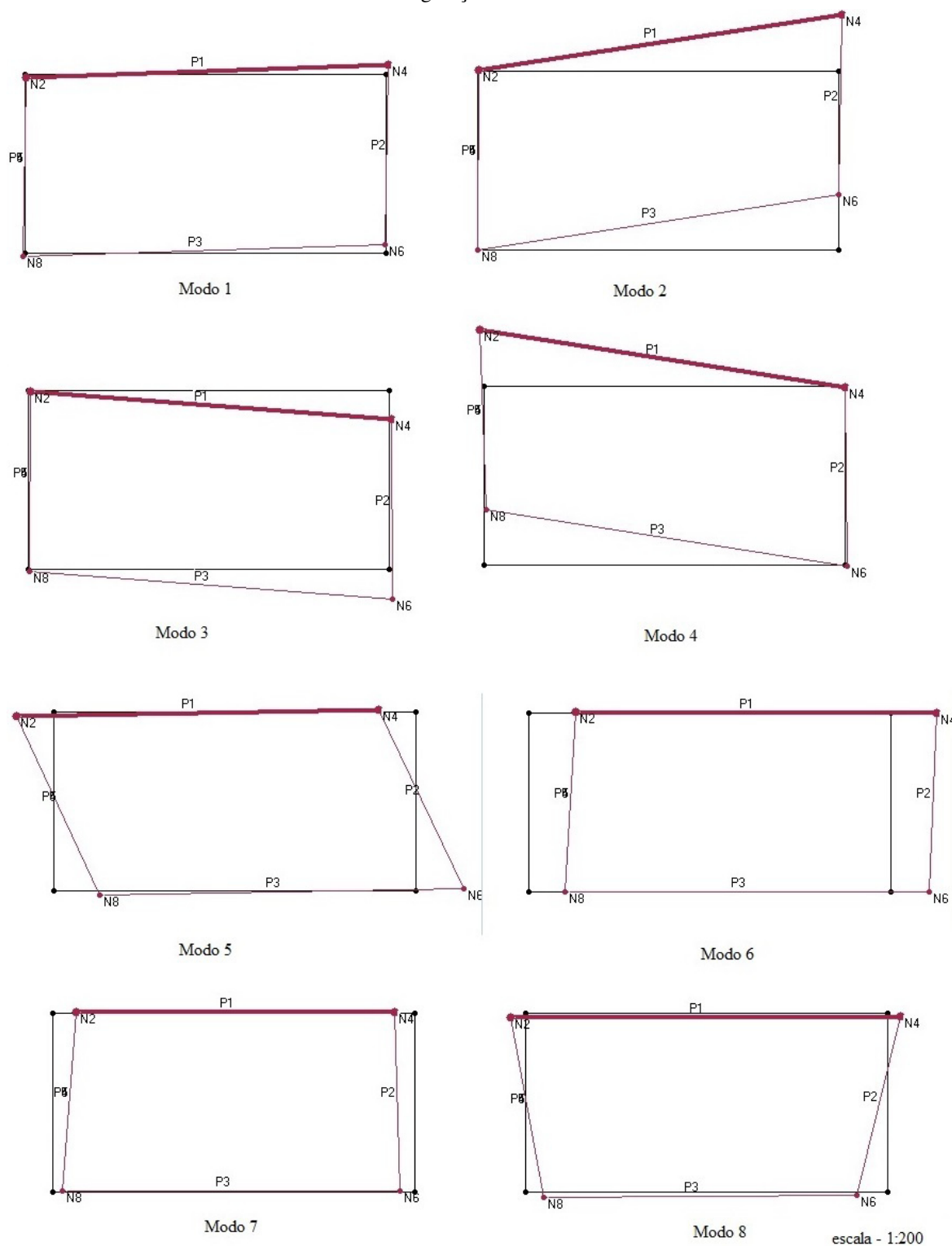
Esquema dos nós atribuídos ao topo do edifício		
Sentido da ação sísmica	Deformada	Nó de controlo
+X		Nó 12
-X		Nó 2
+Y		Nó 16
-Y		Nó 2

ANEXOS

Anexo 4.4.1 - Configurações modais do modelo M1-S

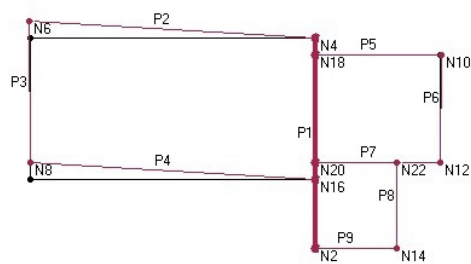


Anexo 4.4.2 - Configurações modais do modelo M1-C

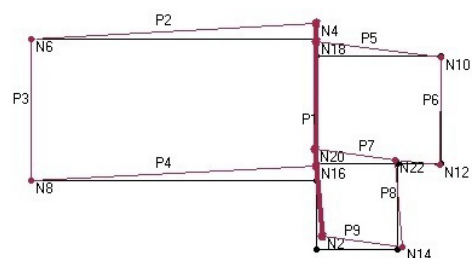


ANEXOS

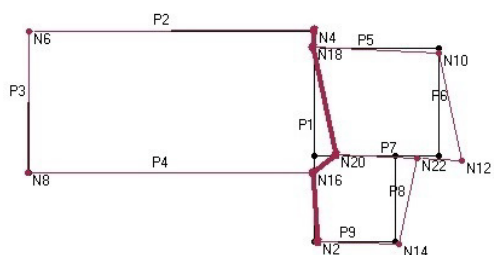
Anexo 4.4.3 - Configurações modais do modelo M2-S



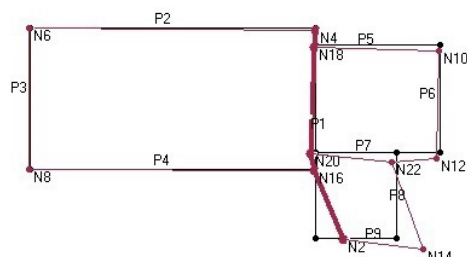
Modo 1



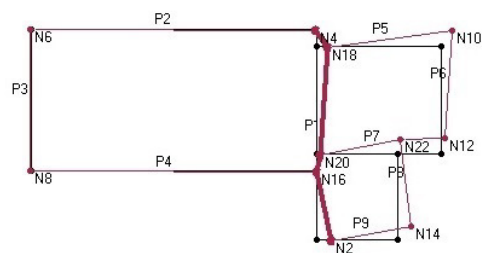
Modo 2



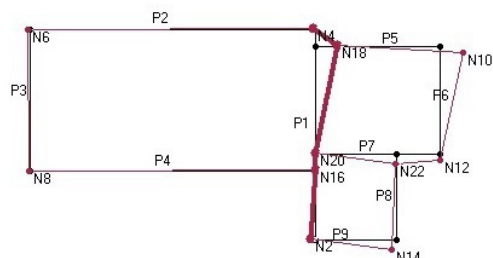
Modo 3



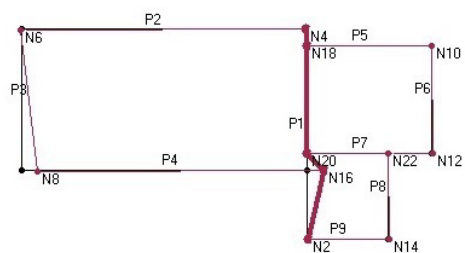
Modo 4



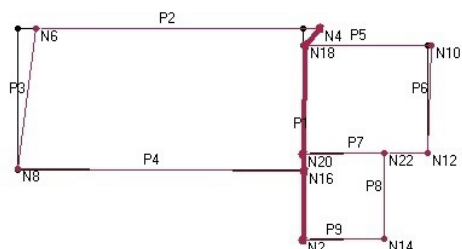
Modo 5



Modo 6



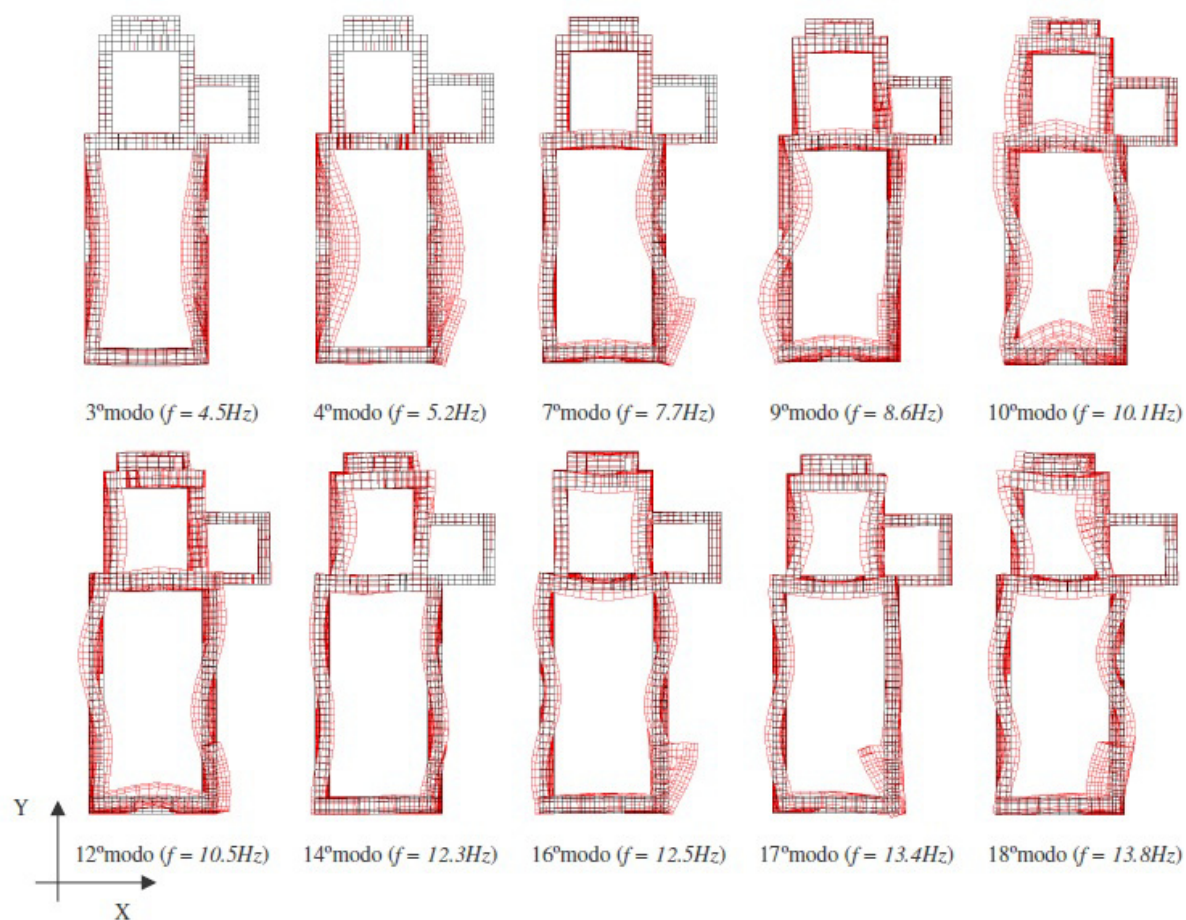
Modo 7



Modo 8

escala - 1:50

Anexo 4.4.4 – Deformadas do modelo MSV-A1 (Silva, 2008)

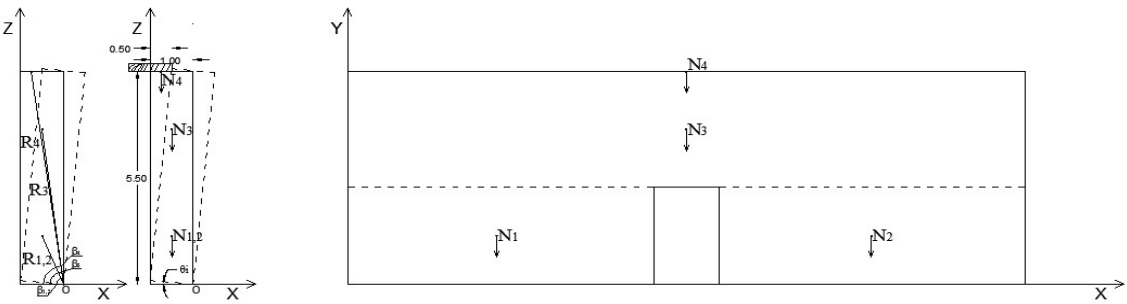


ANEXOS

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

Parede P1								
Parâmetros para definição do espectro de resposta elástico								
Tipo de terreno	coeficiente do solo (S _{máx})	T _B	T _C	T _D	a _{gR} (m/s ²)			
B	1.35	0.1	0.6	2	0.35			
Classe de importância III (γ1):			1.20					
a _g :			0.42 m/s ²					
numero de planos (N)			1					
coeficiente de participação modal (γ)			1.00					
1º modo de vibração normalizado (ψ (z))			0.54					
centro de pressões (Z)			2.94 m					
altura do edifício (H)			5.50 m					
Fator de confiança (FC)			1.00					
Configuração inicial (perda de equilíbrio)								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	372.75	0.50	1.25	1.35	68.20°	73.38°	0.115	0.040
N ₂	372.75	0.50	1.25	1.35	68.20°	73.38°	0.115	0.040
N ₃	989.10	0.50	4.00	4.03	82.87°	88.05°	0.363	0.029
N ₄	29.83	0.75	5.50	5.55	82.23°	87.41°	0.500	0.045
N ₄₀	54.95	0.75	5.50	5.55	82.23°	87.41°	0.500	0.045
ponto de controlo	1819.38	0.51	2.94	2.99	80.14°	85.32°	0.268	0.034
Valores espectrais								
α ₀	0.128				e*		0.65	
M*	121.38 kN				a ₀ *		1.91 m/s ²	
Configuração final								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	372.75	0.39	1.29	1.35	68.20°	75.43°	0.161	0.053
N ₂	372.75	0.39	1.29	1.35	68.20°	75.43°	0.161	0.053
N ₃	989.1	0.14	4.03	4.03	82.87°	90.10°	0.507	0.031
N ₄	29.83	0.25	5.55	5.55	82.23°	89.46°	0.698	0.051
N ₄₀	54.95	0.25	5.55	5.55	82.23°	89.46°	0.698	0.051
Valores espectrais								
α ₀	0.109				e*		0.70	
M*	129.35 kN				a ₀ *		1.54 m/s ²	

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

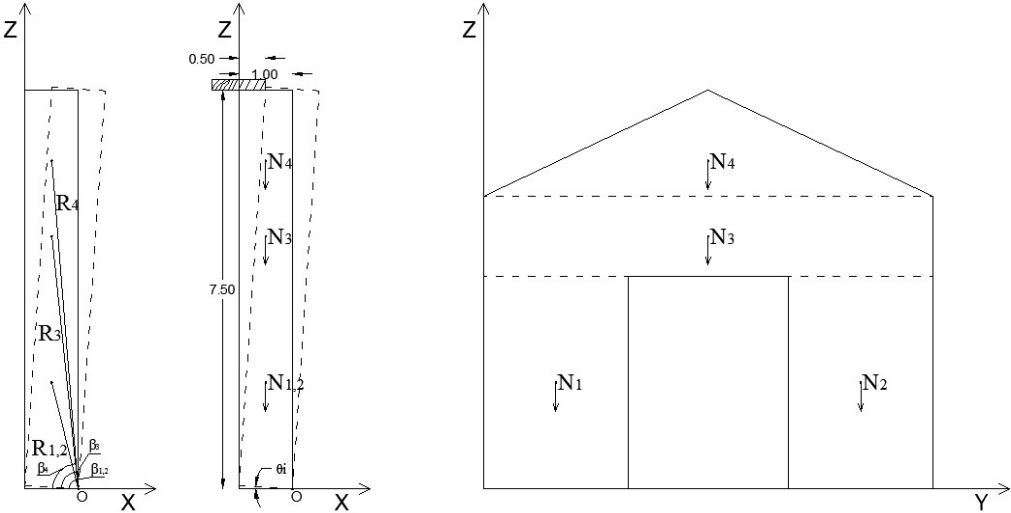
Esquema cinemático			
			
Deslocamento espectral			
d_k	0.270 m	$\delta_{x,k}$	0.268 m
		d^*	0.334 m
Verificação (capacidade vs resposta)			
d^*_0	1.713 m	d^*_s	0.134 m
d^*_u	0.334 m	a^*_s	2.53 m/s²
T_s	1.44 s	$S_{De}(T_s)$	0.077 m
T_1	0.18 s	$S_{De}(T_1)$	0.001 m
		S_{De}^*	0.004 m
$\Delta_d < d^*_u$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> \downarrow 0.077 m </div> <div style="text-align: center;"> \downarrow 0.334 m </div> </div>			

ANEXOS

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

Parede P2								
Parâmetros para definição do espectro de resposta elástico								
Tipo de terreno	coeficiente do solo (S _{máx})		T _B	T _C	T _D	a _{gR} (m/s ²)		
B	1.35		0.1	0.6	2	0.35		
Classe de importância III (γI):				1.20				
a _g :				0.42 m/s ²				
numero de planos (N)				1				
coeficiente de participação modal (γ)				1.00				
1º modo de vibração normalizado (ψ (z))				0.48				
centro de pressões (Z)				3.64 m				
altura do edifício (H)				7.50 m				
Fator de confiança (FC)				1.00				
Configuração inicial (perda de equilíbrio)								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	226.80	0.50	2.00	2.062	75.96°	79.76°	0.134	0.029
N ₂	226.80	0.50	2.00	2.062	75.96°	79.76°	0.134	0.029
N ₃	264.60	0.50	4.75	4.776	83.99°	87.79°	0.316	0.023
N ₄	176.40	0.50	6.17	6.190	85.37°	89.17°	0.410	0.020
ponto de controlo	894.60	0.50	3.64	3.670	82.17°	85.97°	0.242	0.025
Valores espectrais								
α ₀	0.104				e*		0.82	
M*	74.49 kN				a ₀ *		1.25 m/s²	
Configuração final								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	226.8	0.37	2.03	2.062	75.96°	81.29°	0.188	0.038
N ₂	226.8	0.37	2.03	2.062	75.96°	81.29°	0.188	0.038
N ₃	264.6	0.18	4.77	4.776	83.99°	89.32°	0.443	0.026
N ₄	176.4	0.09	6.19	6.190	85.37°	90.70°	0.575	0.020
Valores espectrais								
α ₀	0.090				e*		0.82	
M*	74.54 kN				a ₀ *		1.09 m/s²	

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

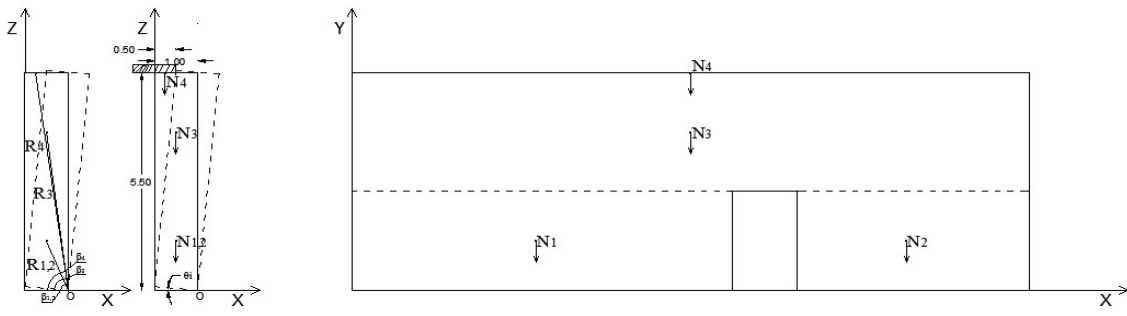
Esquema cinemático			
			
Deslocamento espectral			
d_k	0.243 m	$\delta_{x,k}$	0.242 m
		d^*	0.298 m
Verificação (capacidade vs resposta)			
d_o^*	2.286 m	d_s^*	0.119 m
d_u^*	0.298 m	a_s^*	1.18 m/s ²
T_s	1.99 s	$S_{De}(T_s)$	0.094 m
$T1$	0.23 s	$S_{De}(T1)$	0.002 m
		S_{De}^*	0.007 m
$\Delta_d < d_u^*$ 0.094 m 0.298 m			

ANEXOS

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

Parede P3								
Parâmetros para definição do espectro de resposta elástico								
Tipo de terreno	coeficiente do solo (S _{máx})		T _B	T _C	T _D	a _{gR} (m/s ²)		
B	1.35		0.1	0.6	2	0.35		
Classe de importância III (γ1):				1.20				
a _g :				0.42 m/s ²				
numero de planos (N)				1				
coeficiente de participação modal (γ)				1.00				
1º modo de vibração normalizado (ψ (z))				0.54				
centro de pressões (Z)				2.94 m				
altura do edifício (H)				5.50 m				
Fator de confiança (FC)				1.00				
Configuração inicial (perda de equilíbrio)								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	463.05	0.50	1.25	1.35	68.20°	73.38°	0.115	0.040
N ₂	282.45	0.50	1.25	1.35	68.20°	73.38°	0.115	0.040
N ₃	989.1	0.50	4.00	4.03	82.87°	88.05°	0.363	0.029
N ₄	29.83	0.75	5.50	5.55	82.23°	87.41°	0.500	0.045
N ₄₀	54.95	0.75	5.50	5.55	82.23°	87.41°	0.500	0.045
ponto de controlo	1819.38	0.51	2.94	2.99	80.14°	85.32°	0.268	0.034
Valores espectrais								
α ₀	0.128				e*		0.63	
M*	116.03 kN				a ₀ *		2.00 m/s ²	
Configuração final								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	463.05	0.39	1.29	1.35	68.20°	75.43°	0.161	0.053
N ₂	282.45	0.39	1.29	1.35	68.20°	75.43°	0.161	0.053
N ₃	989.1	0.14	4.03	4.03	82.87°	90.10°	0.507	0.031
N ₄	29.83	0.25	5.55	5.55	82.23°	89.46°	0.698	0.051
N ₄₀	54.95	0.25	5.55	5.55	82.23°	89.46°	0.698	0.051
Valores espectrais								
α ₀	0.109				e*		0.67	
M*	125.17 kN				a ₀ *		1.59 m/s ²	

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

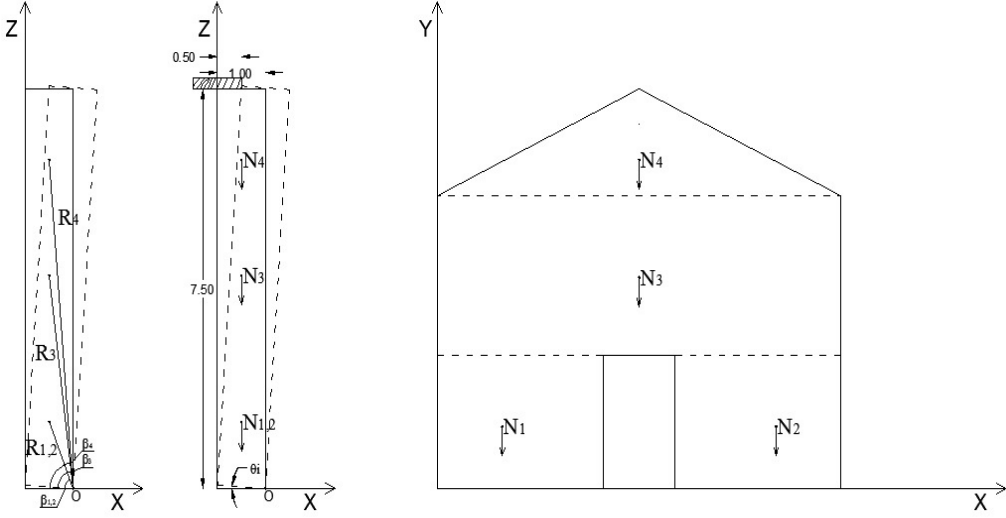
Esquema cinemático			
			
Deslocamento espectral			
d_k	0.270 m	$\delta_{x,k}$	0.268 m
		d^*	0.334 m
Verificação (capacidade vs resposta)			
d^*_0	1.631 m	d^*_s	0.134 m
d^*_u	0.334 m	a^*_s	2.64 m/s²
T_s	1.41 s	$S_{De}(T_s)$	0.077 m
T_1	0.18 s	$S_{De}(T_1)$	0.001 m
		S_{De}^*	0.004 m
$\Delta_d < d^*_u$ 0.077 m 0.334 m			

ANEXOS

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

Parede P4								
Parâmetros para definição do espectro de resposta elástico								
Tipo de terreno	coeficiente do solo (S _{máx})		T _B	T _C	T _D	a _{gR} (m/s ²)		
B	1.35		0.1	0.6	2	0.35		
Classe de importância III (γ1):				1.20				
a _g :				0.42 m/s ²				
número de planos (N)				1				
coeficiente de participação modal (γ)				1.00				
1º modo de vibração normalizado (ψ (z))				0.46				
centro de pressões (Z)				3.42 m				
altura do edifício (H)				7.50 m				
Fator de confiança (FC)				1.00				
Configuração inicial (perda de equilíbrio)								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	181.20	0.50	1.25	1.35	68.20°	72.00°	0.084	0.030
N ₂	181.20	0.50	1.25	1.35	68.20°	72.00°	0.084	0.030
N ₃	529.20	0.50	4.00	4.03	82.87°	86.67°	0.266	0.024
N ₄	176.40	0.50	6.17	6.19	85.37°	89.17°	0.410	0.020
ponto de controlo	1068.00	0.50	3.42	3.46	81.69°	85.49°	0.228	0.026
Valores espectrais								
α ₀	0.112				e*		0.80	
M*	86.83 kN				a ₀ *		1.38 m/s²	
Configuração final								
Designação	Peso próprio (kN)	x (m)	z (m)	Ri (m)	βi	βi + □i	δx (m)	δz (m)
N ₁	181.2	0.42	1.28	1.35	68.20°	73.53°	0.118	0.041
N ₂	181.2	0.42	1.28	1.35	68.20°	73.53°	0.118	0.041
N ₃	529.2	0.23	4.02	4.03	82.87°	88.20°	0.374	0.029
N ₄	176.4	0.09	6.19	6.19	85.37°	90.70°	0.575	0.020
Valores espectrais								
α ₀	0.099				e*		0.80	
M*	86.87 kN				a ₀ *		1.21 m/s²	

Anexo 4.5.1- Resultados obtidos a partir da análise cinemática não linear

Esquema cinemático				
				
Deslocamento espectral				
d_k	0.230 m	$\delta_{x,k}$	0.228 m	d^* 0.288 m
Verificação (capacidade vs resposta)				
d^*_0	2.374 m	d^*_s	0.115 m	
d^*_u	0.288 m	a^*_s	1.32 m/s ²	
T_s	1.86 s	$S_{De}(T_s)$	0.092 m	
T_1	0.23 s	$S_{De}(T_1)$	0.002 m	
		S_{De}^*	0.006 m	
$\Delta_d < d^*_u$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> \downarrow 0.092 m </div> <div style="text-align: center;"> \downarrow 0.288 m </div> </div>				